

Article, Published Version

## **Führböter, Alfred; Dette, Hans-Henning Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt**

Die Küste

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:  
**Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101338>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Führböter, Alfred; Dette, Hans-Henning (1992): Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt. In: Die Küste 53. Heide, Holstein: Boyens. S. 51-126.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt

VON ALFRED FÜHRBÖTER UND HANS-HENNING DETTE

## Zusammenfassung

Flächenhafte Sandvorspülungen als Methode des aktiven Küstenschutzes werden an der Westküste Sylts seit 1972 angewandt. Für die Optimierung der Wiederholungsvorspülung besteht die Frage, mit welchen Wiederholungsintervallen und den damit verbundenen Vorspülmengen die wirtschaftlichste Form einer solchen Küstenverteidigung erreicht werden kann. Es wird gezeigt, daß sich der Abbau einer Sandvorspülung nach einem Exponentialgesetz aus der Kernphysik mit der Definition einer Halbwertszeit vollzieht; als Nachweis dienen Naturmeßdaten von sechs Sandvorspülungen auf Sylt. Auf dieser Grundlage kann der langfristige Massenbedarf für Sandvorspülungen minimiert werden, wenn möglichst kurze Wiederholungsintervalle mit entsprechend geringen Vorspülmengen gewählt werden. Einschränkungen für Anwendungen in der Praxis werden diskutiert.

Außerdem wird dargelegt, daß durch die Form einer Sandvorspülung (z. B. Höft, Girlanden) und bei gleichem Einbauvolumen durch geeignete Einbauverfahren eine Verlängerung des Wiederholungsintervalles erreicht werden kann.

## Summary

*Beach nourishments as active coastal protection measures are favoured along the west coast of Sylt/North Sea since 1972. With respect to repetition of nourishments it is of interest to know by which intervals and connected beach supply the most economical way of such coastal protection method can be achieved. It is shown and proved by field data from 6 nourishments carried out at Sylt that the decay of beach nourishments follows the same exponential law like that known from nuclear physics with the definition of a half-life period. From this validity follows that the lowest longterm demand for beach supply exists for repetitions of beach nourishments with the shortest repetition intervals with which besides the lowest masses are connected. Limitations for practical application are discussed.*

*Furthermore it is demonstrated that by means of shaping (e. g. sand spit, girland pattern) and with same fill volume by means of adequate fill procedure a prolongation of repetition interval can be expected.*

## Inhalt

1. Einleitung und Aufgabenstellung . . . . .	52
2. Wasserstände und Sturmfluten an der Nordseeküste . . . . .	53
3. Zum seegangserzeugten Energiefluß an der Westküste Sylts . . . . .	64
4. Langfristiges Abbruchgeschehen an der Westküste von Sylt . . . . .	71
5. Beschreibung der Vorspülungen auf Sylt (1972 bis 1986) . . . . .	76
5.1 Westerland (1972, 1978 und 1984) . . . . .	76
5.2 Vorspülung vor Rantum (1987) . . . . .	81
5.3 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986) . . . . .	86
5.4 Vorspülung vor Kampen (1985) . . . . .	87
6. Analyse und Bewertung der Sandvorspülungen vor Sylt . . . . .	89
6.1 Anmerkungen zur Vorspülmenge, Halbwertszeit und Wiederholungsintervall . . . . .	89
6.2 Halbwertszeiten der Vorspülungen vor Westerland und Betrachtungen zu künftigen Wiederholungsintervallen . . . . .	93
6.3 Zu den Halbwertszeiten einzelner Vorspülungen . . . . .	99
6.3.1 Vorspülung vor Rantum (1987) . . . . .	99
6.3.2 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986) . . . . .	100



6.3.3 Vorspülung vor Kampen (1985) . . . . .	102
6.3.4 Zusammenstellung der Halbwertzeiten . . . . .	104
6.4 Betrachtungen zur Optimierung der Vorspülgeometrie . . . . .	105
6.4.1 Sandvorspülung in Form eines Höftes . . . . .	105
6.4.2 Sandvorspülung in Form einer Girlande . . . . .	108
7. Zusammenfassende Beurteilung und Optimierungsmöglichkeiten . . . . .	109
8. Zusammenfassung . . . . .	121
9. Schriftenverzeichnis . . . . .	125

## 1. Einleitung und Aufgabenstellung

An der Westküste Sylts wurde bis etwa 1970 der passive Küstenschutz praktiziert, d. h., daß vorhandene, in der Standsicherheit gefährdete Schutzwerke durch fortlaufende bauliche Zusatzmaßnahmen (z. B. Fußsicherungen) geschützt bzw. Längswerke zum Schutz von abbruchgefährdeten Küstenabschnitten erstellt wurden (z. B. Verlängerung der Schutzwerke in Westerland und Tetrapodenlängswerk Hörnum). Im Jahre 1972 wurde erstmalig die Methode des aktiven Küstenschutzes in Form einer flächenhaften Versuchssandvorspülung vor Westerland (Abb. 1) durchgeführt. Durch umfangreiche Begleituntersuchungen in den Jahren vor, während und nach der Vorspülung sollte u. a. festgestellt werden, ob künftige Sandvorspülungen eine wirksamere und möglicherweise auch wirtschaftlichere Form des Schutzes der Uferbauten vor Westerland darstellen (FÜHRBÖTER et al., 1976).

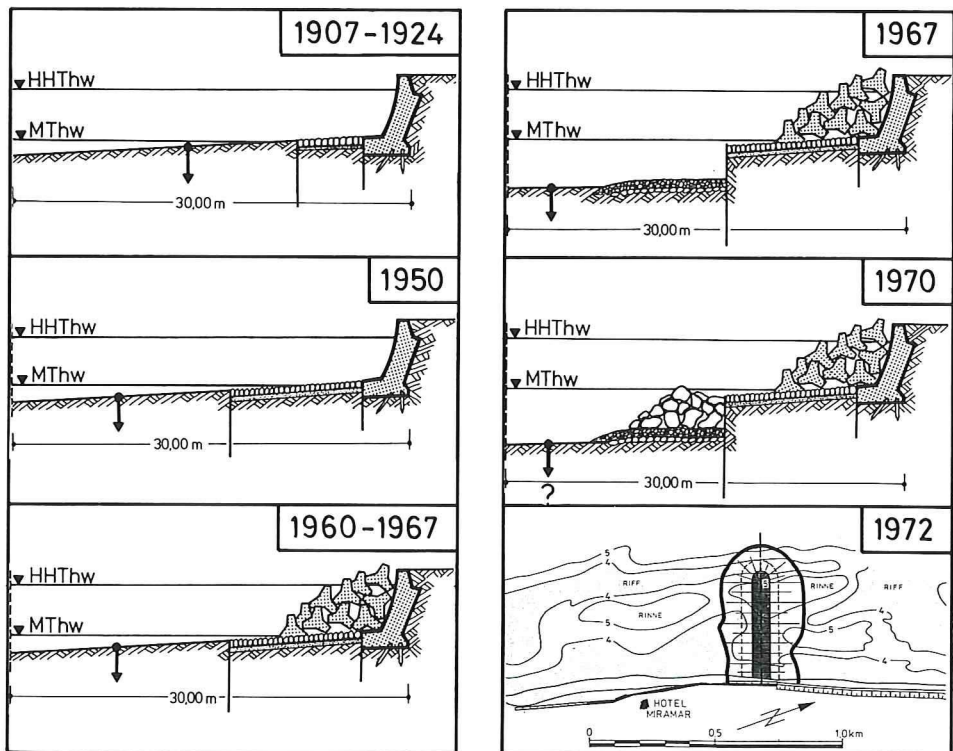


Abb. 1: Übergang vom passiven Küstenschutz zum aktiven Küstenschutz vor Sylt im Jahre 1972

Nach einer weiteren Vorspülung vor Westerland im Jahre 1978 wurde erstmals im Jahre 1983 eine Versuchssandvorspülung vor Hörnum durchgeführt, um auch die Eignung von Sandvorspülungen als Schutz für unbefestigte Dünenabschnitte zu untersuchen (DETTE u. GÄRTNER, 1987). Danach folgte eine zweite Vorspülung im Dünenabschnitt vor Rantum als ein weiterer Test in Verbindung mit der 2. Wiederholungsvorspülung vor Westerland (1984). Die umfangreiche Vorspülung zwischen Wenningstedt und Kampen im Jahre 1985 zum Schutz des Kliffbereiches vor weiteren Abbrüchen stellte dann bereits die 1. Maßnahme im Rahmen des Fachplanes „Küstenschutz Sylt“ (ALW Husum, 1985) dar. Der Fachplan beinhaltet eine Gesamtkonzeption für den Küstenschutz bis zum Jahr 2020, bei der davon ausgegangen wurde, daß ständig zu wiederholende Sandvorspülungen ohne zusätzliche Bauwerke in technischer, wirtschaftlicher und landschaftspflegerischer Hinsicht die günstigste Lösung darstellen. Die Form der künftigen Sicherung der natürlichen Abbruchkante gegen fortgesetzte Erosion besteht aus einem Sanddepot auf dem hohen Strand vor Dünen bzw. Kliffs und einer zusätzlichen Auffüllung zur Erhaltung und Verbreiterung des Vorstrandes (ANDRESEN et al., 1987).

Sandvorspülungen als eine Art von flexibler Küstenverteidigung können keine Dauerbauwerke sein. Sie unterliegen einem ständigen Abtrag, die Wiederholungsvorspülungen in bestimmten Zeitabständen (Wiederholungsintervallen) notwendig machen. Dieses Wiederholungsintervall, das im Zusammenhang mit der damit verbundenen Vorspülmenge für die Kosten und damit auch – langfristig gesehen – für die Wirtschaftlichkeit dieser Küstenschutzmethode von entscheidender Bedeutung ist, hängt außer von dem Wellenangriff von der Art der Vorspülung und von der Beschaffenheit des Vorspülmateri als, aber ebenfalls sehr stark von dem Minimalvolumen (entsprechend dem Strandprofil) ab, das auf der Vorspülstrecke zum Schutz der Uferbefestigung oder des Kliff- oder Dünenfußes als erforderlich angesehen werden muß.

Aufgabe der folgenden Untersuchungen ist es, die im Zeitraum von 1972 bis 1990 durchgeführten Sandvorspülungen einer gemeinsamen Bewertung zu unterziehen und daraus Optimierungsmöglichkeiten für die Zeit abzuleiten.

Für die Bearbeitung wird ein umfangreiches Datenmaterial verwendet, das vom AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM (im folgenden ALW HUSUM genannt) zur Verfügung gestellt wurde; außerdem werden Ergebnisse von Forschungsarbeiten herangezogen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase I –“, gefördert vom BUNDESMINISTER FÜR FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMFT) und vom LAND SCHLESWIG-HOLSTEIN, erzielt wurden.

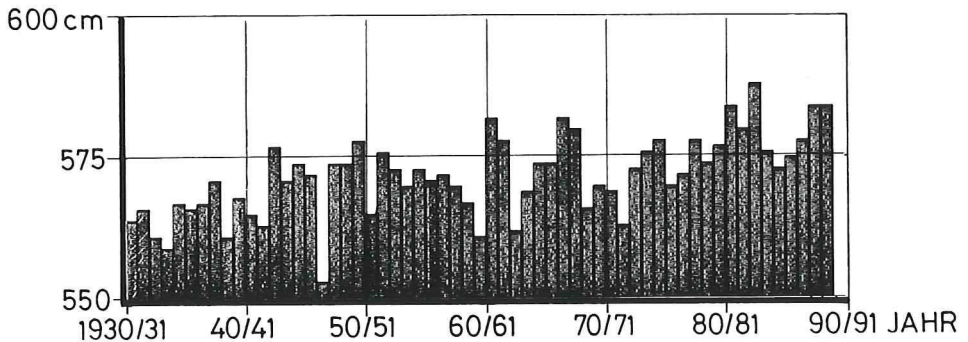
Für eine realistische Bewertung der einzelnen Vorspülungen auf Sylt ist es notwendig, die längerfristige Entwicklung der Wasserstände und der Sturmfluten (seit etwa 1900) zu berücksichtigen und Kenntnisse über die Wechselwirkungen zwischen den Besonderheiten des Wellenangriffs auf den Nord- und Südteil der Westküste und den dadurch bedingten Abbrüchen von Dünen und Kliffs einzubeziehen. Darauf wird einleitend in den nachfolgenden Abschnitten eingegangen.

## 2. Wasserstände und Sturmfluten an der Nordseeküste

Sowohl von der Entwicklung der mittleren Wasserstände als auch von der Sturmflutaktivität her hat sich in den letzten 30 Jahren (etwa nach 1960) eine Änderung ergeben. Im Säkularanstieg ist an allen deutschen Nordseepegeln ein beschleunigter Anstieg der mittleren Tidehochwasser (MThw) festzustellen, zugleich hat sowohl die Höhe als auch die Häufigkeit

der Sturmfluten zugenommen. Für den Küstenschutz ist von den mittleren Tidewasserständen das Tidehochwasser von besonderer Bedeutung. Für den Pegel List zeigt Abb. 2 das veränderliche Mitteltidehochwasser (MThw) als Jahreswerte von 1930 bis 1990 (oben) sowie als 5jährige übergreifende Mittel (unten). Beide Darstellungen lassen als Trendaussage seit etwa 1960 einen beschleunigten Säkularanstieg erkennen; in den mittleren Tideniedrigwassern (MTnw) tritt dagegen dieser Trend nicht so deutlich hervor. Für die 50 Jahre von 1934 bis 1983 zeigt der Pegel List eine Erhöhung des mittleren Tidehochwassers um 12 cm, extrapoliert auf 100 Jahre würde dieses 24 cm/Jahrhundert bedeuten. In den 25 Jahren von 1959 bis 1983 wurde aber ein Anstieg von 11 cm gemessen, extrapoliert auf 100 Jahre würde dieses 44 cm/Jahrhundert ergeben; es sei hierzu aber bemerkt, daß dies nur eine formale Extrapolation und keine Prognose sein kann (FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985).

PN - 5 m NN



PN - 5 m NN

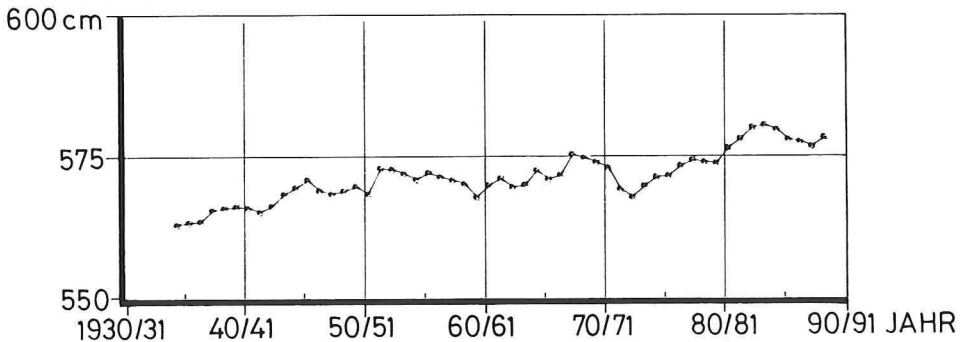


Abb. 2: Entwicklung der mittleren jährlichen Tidehochwasser (MThw) am Pegel List/Sylt im Zeitraum 1930 bis 1990 (oben) und übergreifende 5jährige Mittel (unten)

Während sich ein Anstieg des MThw nur im Bereich der Uferlinie bemerkbar macht, betrifft die Zunahme der Sturmfluttätigkeit den gesamten Strand bis zu einer oberen Begrenzung als Düne, Kliff oder Uferbefestigung. Auf Abb. 3 sind die jährlichen HThw am Pegel List von 1900 bis 1990 aufgetragen; es wird dabei immer eine Zeitspanne vom 1.7. des Vorjahres bis zum 30.6. des nachfolgenden Jahres betrachtet. Aus Abb. 3 ist ersichtlich, daß z. B. die Höhenstufe von NN + 350 cm (850 cm PN - 5 m NN) vor 1960 von keiner Sturmflut erreicht wurde, während in der Zeit nach 1960 dieser Wert viermal überschritten



WASSERSTAND PN = NN - 500 cm  
PN+950 cm

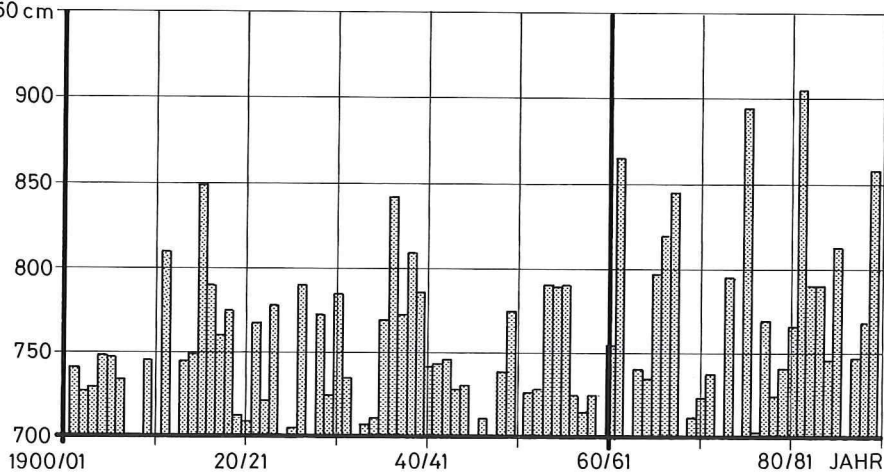


Abb. 3: Pegel List/Sylt: Sturmflutwasserstände seit 1900 (Jahreswerte der HThw)

wurde, wobei das HHThw vom 24. 11. 1981 einen Wasserstand von NN + 405 cm ergab. Diese Häufung von Extremsturmfluten führt auch zu einer Veränderung des Wertes  $H_{100}$ , der denjenigen Wasserstand bezeichnet, der – im Mittel – einmal im Jahrhundert erreicht wird. Dieser Wert  $H_{100}$  kann nach dem Gedankenmodell ‚Vergeßlicher Chronist‘ (FÜHRBÖTER, 1976) mit einem Zeitfenster von 50 Jahren als Funktion der Zeit  $H_{100}(t)$  berechnet werden; Abb. 4 zeigt in Gegenüberstellung für die Pegel Cuxhaven, Büsum und Husum (für zwei Anpassungsfunktionen (JENKINSON-C u. FÜHRBÖTER, 1976)) diese Funktionen  $H_{100}(t)$ , die nach 1960 – unabhängig von der Anpassungsfunktion – einen Anstieg um rd. 0,5 m bis zum Jahre 1987 zeigen; eine entsprechende Entwicklung gilt auch für die Westküste von Sylt.

Auf Abb. 3 und 4 sind nur die jährlichen Höchstwerte berücksichtigt; es kann aber durchaus der Fall sein, daß in einem Jahr mehrere hohe Sturmfluten auftreten, die in diesen Darstellungen nicht berücksichtigt werden. Deshalb sind auf Tafel 1 für den Pegel List die 25 höchsten Sturmfluten dieses Jahrhunderts nach ihrer Höhe geordnet aufgetragen; zum Vergleich sind für diese Sturmfluten auch die Wasserstände am Pegel Cuxhaven in Tafel 1 aufgenommen worden. Von diesen 25 höchsten Sturmfluten gehören allein 16 den letzten 30 Jahren seit 1960 an; in den 60 Jahren vor 1960 traten nur 9 dieser 25 höchsten Sturmfluten auf.

Aber nicht allein die Höhe der Sturmfluten, sondern auch deren jährliche Häufigkeiten sind von größter Bedeutung für die küstenmorphologischen Vorgänge. Als ein Maß für die Häufigkeit hoher Sturmfluten können die Verweilzeiten angesehen werden, in denen sich im Jahr der Wasserstand oberhalb eines bestimmten Indikatorhorizontes aufhält. Für einen solchen Indikatorhorizont von NN + 200 cm – das entspricht etwa MThw + 1,3 m – sind auf Tafel 2 und Abb. 5 diese Verweilzeiten für den Pegel List aufgetragen; auch hier werden die Verweilzeiten auf die Zeitspannen vom 1. 7. des Vorjahres bis zum 30. 6. des nachfolgenden Jahres bezogen. Abb. 5 zeigt, daß eine Verweilzeit von 30 Stunden in den 60 Jahren vor 1960 nur einmal überschritten wurde, während es in den 30 Jahren nach 1960 siebenmal der Fall ist. Der bisherige Höchstwert wurde für den Winter 1989/90 mit rd. 53 Stunden gemessen; dieser Wert ist ausschließlich durch die Sturmfluten im Januar/Februar 1990 bedingt.

Aus Abb. 6 ist ersichtlich, daß auch eine gewisse Korrelation zwischen den Sturmfluthöhen als den jährlichen HThw (oben) und den Verweilzeiten (Mitte) besteht; nach Abb. 6

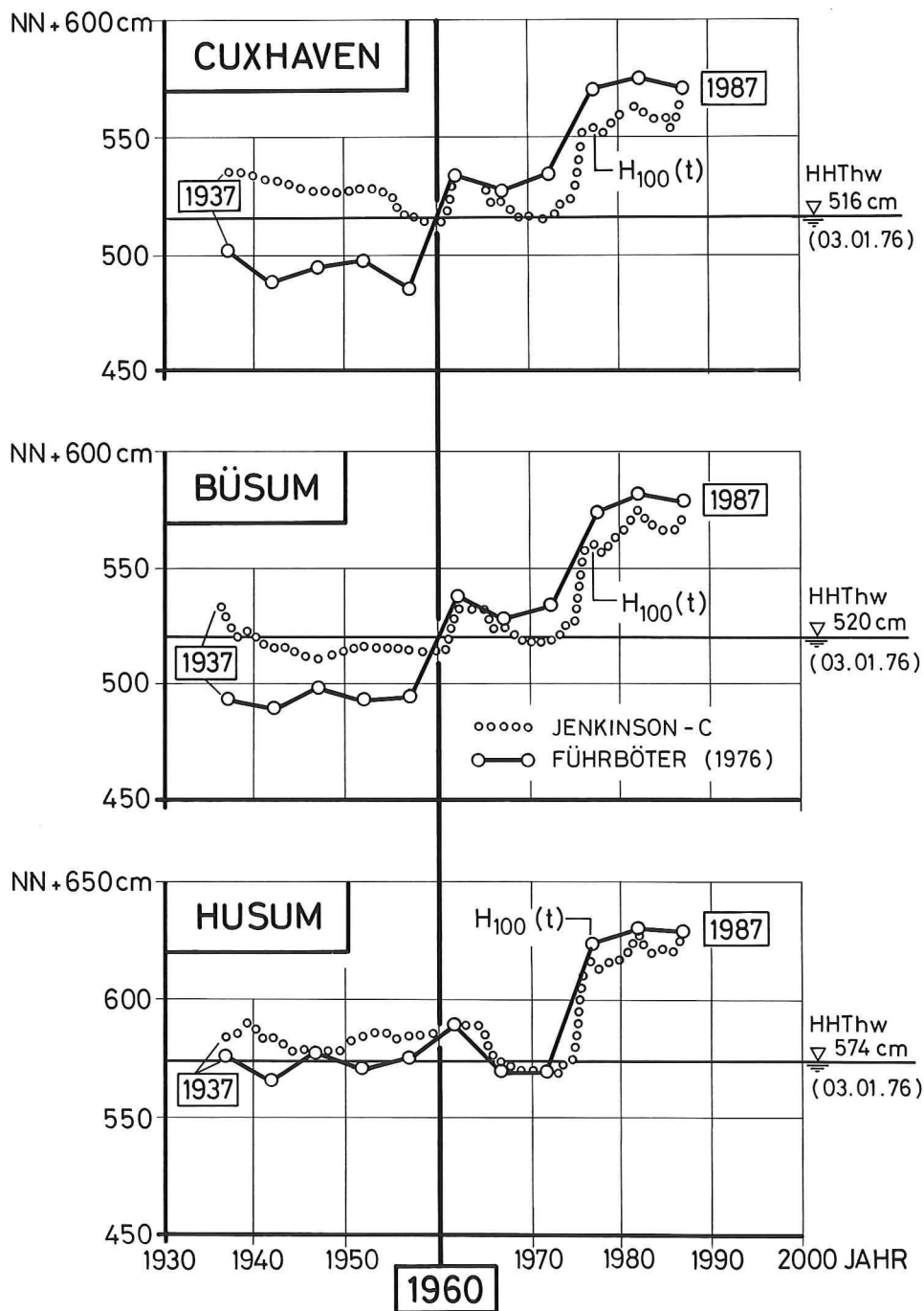


Abb. 4: Pegel Cuxhaven, Büsum und Husum: Zeitliche Änderungen des Sturmflutwasserstandes  $H_{100}$  (Wahrscheinlichkeit einmal in 100 Jahren) nach zwei verschiedenen Berechnungsverfahren (aus FÜHRBÖTER et al., 1988)



Tafel 1. Eintrittszeiten und Scheitelwerte der 25 höchsten Sturmfluten seit 1900 am Pegel List/Sylt (nach der Höhe gerechnet) zusammen mit den zeitlich zugehörigen Werten des Pegels Cuxhaven

lfd. Nr.	List 1901–1990		Cuxhaven 1901–1990		lfd. Nr.
	Datum	Höhe	Datum	Höhe	
1	24. 11. 81	905	24. 11. 81	951	4
2	3. 1. 76	894	3. 1. 76	1010	1
3	17. 2. 62	865	16./17. 2. 62	995	2
4	26. 1. 90	858	25./26. 1. 90	877	> 25
5	27. 2. 90	849	26./27. 2. 90	944	5
6	16. 2. 16*	848	16./17. 2. 16	911	12
7	21. 1. 76	847	20./21. 1. 76	970	3
8	15. 1. 68	845	15. 1. 68	815	> 25
9	18. 10. 36	842	18. 10. 36	922	11
10	28. 2. 90	827	27./28. 2. 90	934	8
11	27. 10. 36	826	27. 10. 36	861	> 25
12	26. 2. 90	824	26. 2. 90	824	> 25
13	23. 2. 67	820	23./24. 2. 67	899	21
14	6. 11. 85	813	6. 11. 85	808	> 25
15	6. 11. 11*	810	5./ 6. 11. 11	851	> 25
16	24. 11. 38	810	23./24. 11. 38	850	> 25
17	2. 11. 65	797	1./ 2. 11. 65	874	> 25
18	19. 11. 73	795	19. 11. 73	907	16
19	1. 3. 67	794	28. 2./ 1. 3. 67	888	> 25
20	24. 11. 16	790	24. 11. 16	< 850	> 25
21	10. 10. 26	790	10. 10. 26	903	17
22	16. 1. 54	790	16. 1. 54	869	> 25
23	21. 1. 56	790	21. 1. 56	769	> 25
24	2. 3. 83	790	2. 3. 83	< 850	> 25
25	4. 1. 84	790	3./ 4. 1. 84	853	> 25

\*) Tidekurve geschätzt

VERWEILZEIT OBERHALB NN + 200 cm

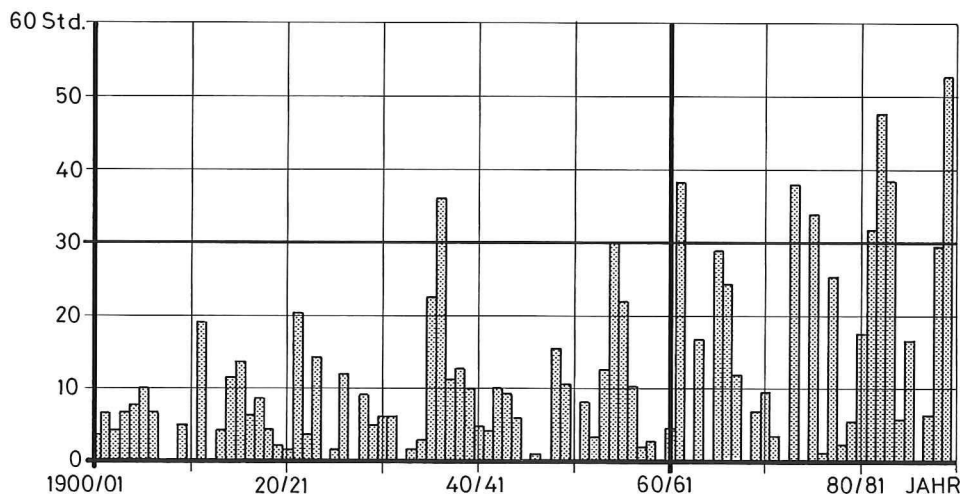
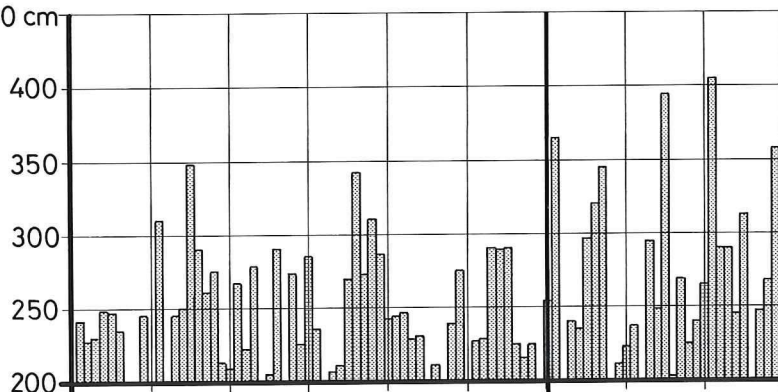


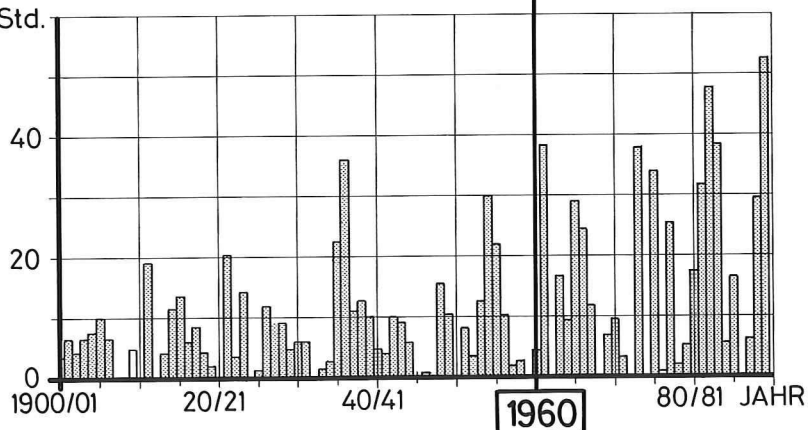
Abb. 5: Pegel List/Sylt: Jährliche Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

JÄHRLICHE HThw

NN + 450 cm

VERWEILZEIT  $\geq$  NN + 200 cm

60 Std.



JÄHRLICHE HThw

NN + 450 cm

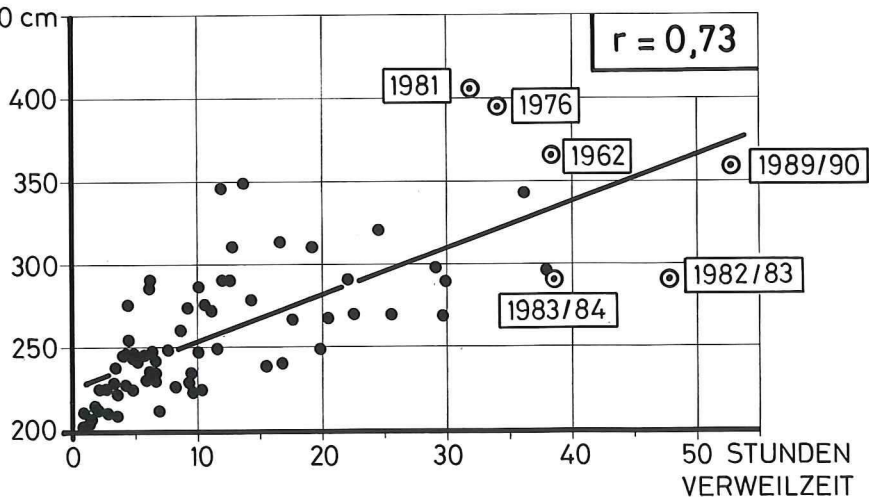


Abb. 6: Jährliche HThw (oben) und Verweilzeiten oberhalb NN + 200 cm (Mitte) am Pegel List (Abb. 3 und 4) sowie Korrelation zwischen HThw und Verweilzeiten (aus FÜHRBÖTER und TÖPPE, 1991)

(unten) ergibt sich ein Korrelationskoeffizient von  $r = 0,73$ , zusätzlich zeigt sich auch hier (Abb. 6, unten), daß sowohl die drei höchsten Sturmflutwasserstände (1981, 1976 und 1962) als auch die drei höchsten Verweilzeiten (1989/90, 1982/83 und 1961/62) in den 30 Jahren nach 1960 auftraten.

Wird das Datenmaterial des Pegels List, das aus einem Kollektiv von 90 Jahren (von 1900 bis 1990) besteht, in zwei gleichgroße Teilkollektive von je 45 Jahren geteilt, so zeigt sich die Zunahme der Sturmfluthöhen und -häufigkeiten auch in den Wasserstandsdauerlinien, die für die Horizonte oberhalb von NN + 200 cm (PN + 700 cm) auf Abb. 7 dargestellt sind. Die Kurve für das Teilkollektiv 1945/1990 zeigt in fast allen Höhenstufen mehr als die doppelten Zeitspannen gegenüber der Kurve 1900/1945.

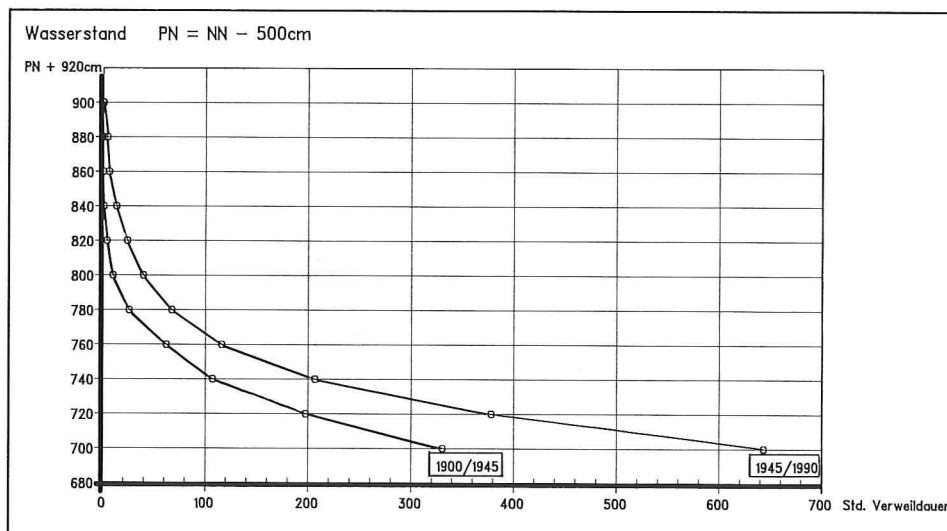


Abb. 7: Pegel List/Sylt: Wasserstandsdauerlinie für die 45jährigen Zeitreihen von 1900 bis 1945 und 1945 bis 1990

Auch in der Zahl der Sturmfluten oberhalb bestimmter Horizonte drückt sich dieser Anstieg in den letzten Jahrzehnten aus. Abb. 8 (oben) zeigt nach SIEFERT die Zunahme der jährlichen Anzahl von Sturmfluten für den Pegel Cuxhaven (SIEFERT, 1988), eine nahezu gleiche Ganglinie ergibt sich für die Häufigkeit von Ereignissen und auch für die Summe der jährlichen Verweilzeiten (jeweils bezogen auf den Horizont oberhalb NN + 200 cm) am Pegel List (Abb. 8, Mitte). Für die vorgenannten Gegenüberstellungen wurden 3jährige übergreifende Mittelwerte herangezogen. Daß in allen Darstellungen (FÜHRBÖTER u. TÖPPE, 1991) ein Zyklus mit einer Periode von etwa 6 Jahren festgestellt werden kann, sei an dieser Stelle nur erwähnt. Bereits 1975 erwähnte LAMB eine derartige, meteorologisch bedingte Periode von etwa 5 bis 6 Jahren, deren Bedeutung bisher noch nicht genügend erkannt worden ist. Zusätzlich zeigt Abb. 8 (unten) die Entwicklung des mittleren Tidehubes an der deutschen Nordseeküste (Mittelwert aus 10 Pegelstationen, vgl. FÜHRBÖTER, 1986). Hier zeigen die Jahreswerte bis 1960 sehr anschaulich die astronomisch bedingten Perioden der Nodaltide von rd. 18,6 Jahren; nach 1960 ist aber eine Anomalie deutlich sichtbar, die durch den beschleunigten Anstieg der MThw bei nahezu gleichbleibenden oder sogar fallenden MTnw bedingt ist. Es ist zu vermuten, daß die Anomalien in den Sturmflutaktivitäten und in den mittleren

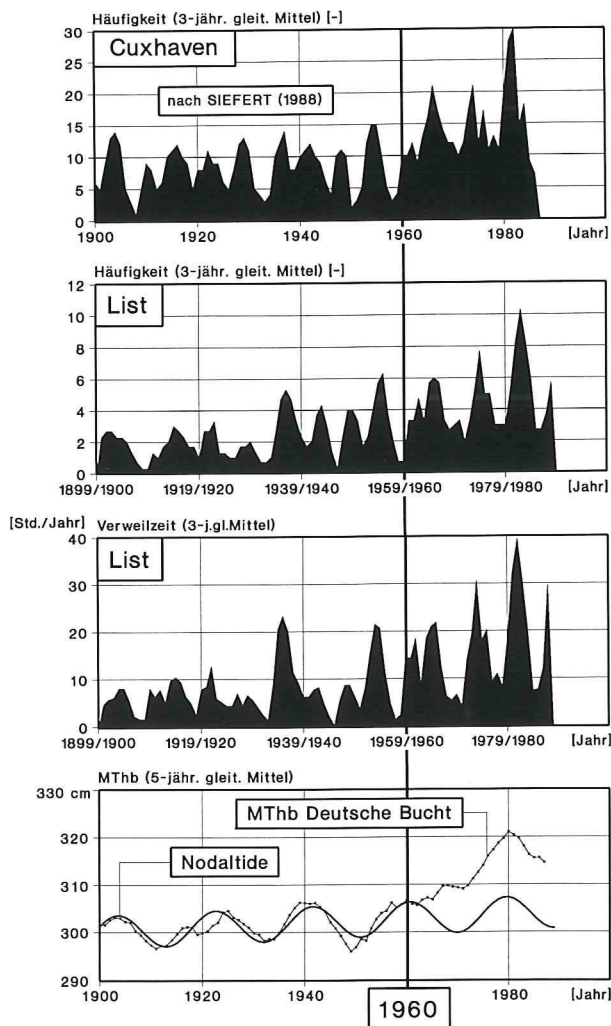


Abb. 8: Entwicklung der Sturmflutaktivitäten und der mittleren Wasserstände seit 1900: (aus FÜHRBÖTER und TÖPPE, 1991)

- a) Zahl der Sturmfluten höher als NN +300 cm am Pegel Cuxhaven nach SIEFERT, 1988 (dreijährige übergreifende Mittel)
- b) Zahl der Sturmfluten höher als NN +200 cm am Pegel List (dreijährige übergreifende Mittel)
- c) Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm am Pegel List (dreijährige übergreifende Mittel)
- d) Mittlerer Tidehub von 10 Nordseepegeln (fünfjährige übergreifende Mittel)

Wasserständen auf gemeinsame meteorologische Ursachen (Klimaänderungen) zurückzuführen sind.

Die Verweilzeiten am Pegel List (Tafel 2) können auch als Summenkurve dargestellt werden (Abb. 9). Es geht hieraus hervor, daß es nicht möglich ist, mit einer einzigen Ausgleichsgeraden den Gesamtverlauf der Kurve von 1900 bis 1990 zu nähern; durch zwei Ausgleichsgeraden – für 1900 bis 1960 und ab 1960 bis 1990 – kann der Verlauf der Summenkurve jedoch verhältnismäßig gut durch lineare Funktionen genähert werden. Dabei



Tafel 2. Pegel List/Sylt: Jährliche Verweilzeiten und Summe (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN +200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

Zeitraum	Verweilzeit (Std.)		Zeitraum	Verweilzeit (Std.)	
	Jährlich	Summe		Jährlich	Summe
1899–1900	2,0	2,0	1946–1947	0,8	331,6
1900–1901	3,5	5,5	1947–1948	0,0	331,6
1901–1902	6,6	12,0	1948–1949	15,5	347,1
1902–1903	4,2	16,3	1949–1950	10,5	357,6
1903–1904	6,6	22,8	1950–1951	0,0	357,6
1904–1905	7,6	30,4	1951–1952	8,2	365,8
1905–1906	10,1	40,5	1952–1953	3,3	369,1
1906–1907	6,6	47,2	1953–1954	12,6	381,6
1907–1908	0,0	47,2	1954–1955	29,8	411,5
1908–1909	0,0	47,2	1955–1956	22,0	433,5
1909–1910	4,9	52,1	1956–1957	10,3	443,7
1910–1911	0,0	52,1	1957–1958	1,8	445,5
1911–1912	19,2	71,3	1958–1959	2,7	448,1
1912–1913	0,0	71,3	1959–1960	0,0	448,1
1913–1914	4,2	75,3	1960–1961	4,4	452,6
1914–1915	11,5	86,8	1961–1962	38,3	490,9
1915–1916	13,7	100,5	1962–1963	0,0	490,9
1916–1917	6,1	106,8	1963–1964	16,8	507,6
1917–1918	8,6	115,4	1964–1965	9,4	517,1
1918–1919	4,3	119,7	1965–1966	29,1	546,1
1919–1920	2,0	121,7	1966–1967	24,5	570,6
1920–1921	1,3	122,8	1967–1968	11,8	582,4
1921–1922	20,4	143,2	1968–1969	0,0	582,4
1922–1923	3,5	146,7	1969–1970	6,8	589,3
1923–1924	14,3	161,0	1970–1971	9,6	598,8
1924–1925	0,0	161,0	1971–1972	3,3	602,2
1925–1926	1,3	162,3	1972–1973	0,0	602,2
1926–1927	11,9	174,2	1973–1974	38,0	640,2
1927–1928	0,0	174,2	1974–1975	19,8	659,9
1928–1929	9,1	183,3	1975–1976	34,0	693,9
1929–1930	4,8	188,1	1976–1977	0,8	694,7
1930–1931	6,1	194,2	1977–1978	25,5	720,2
1931–1932	6,1	200,2	1978–1979	2,1	722,3
1932–1933	0,0	200,2	1979–1980	5,3	727,5
1933–1934	1,5	201,7	1980–1981	17,6	745,1
1934–1935	2,8	204,5	1981–1982	31,8	776,9
1935–1936	22,5	227,0	1982–1983	47,8	824,7
1936–1937	36,1	263,1	1983–1984	38,5	863,2
1937–1938	11,1	274,1	1984–1985	5,7	868,8
1938–1939	12,8	286,9	1985–1986	16,6	885,4
1939–1940	10,0	296,9	1986–1987	0,0	885,4
1940–1941	4,8	301,6	1987–1988	6,3	891,7
1941–1942	4,0	305,6	1988–1989	29,7	921,4
1942–1943	10,1	315,7	1989–1990	52,7	974,1
1943–1944	9,3	325,0			
1944–1945	5,8	330,8			
1945–1946	0,0	330,8			



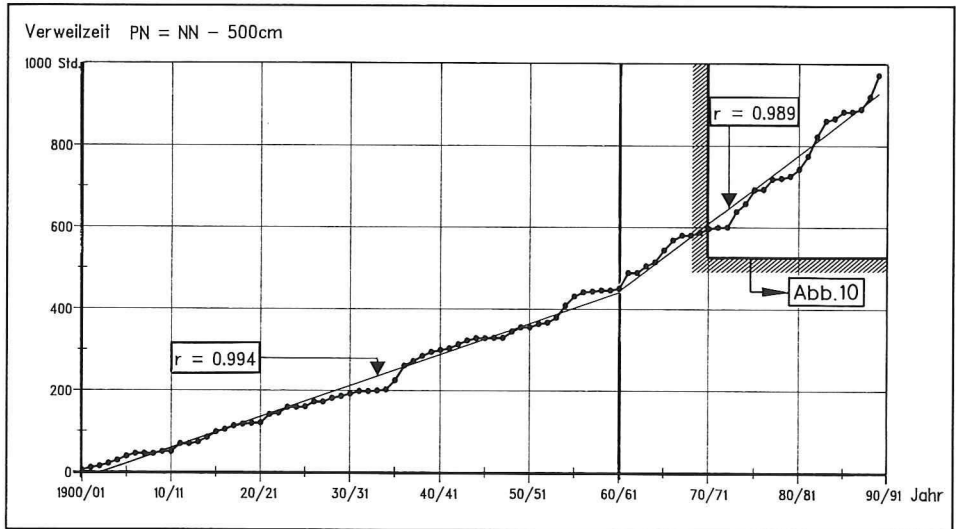


Abb. 9: Pegel List/Sylt: Summenlinie der jährlichen Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

ist die Ausgleichsgerade für den letzten Zeitraum (1960 bis 1990) wesentlich steiler geneigt als für die Jahrzehnte vor 1960.

Für den Zeitraum der zu bewertenden Vorspülungen (ab 1972) ist der Verlauf dieser Summenkurve (Abb. 9) nochmals in vergrößertem Maßstab dargestellt (Abb. 10). Hieraus läßt sich für die ebenfalls zu berücksichtigende Wellenenergie – die eng mit den Verweilzeiten hoher Wasserstände zusammenhängt – folgern, daß im langfristigen Geschehen selbst zu Zeiten erheblicher Sturmfluttätigkeit (wie nach 1960) diese Summenkurve durch eine lineare Funktion genähert werden kann; dies bedeutet, daß für langfristige Betrachtungen der Zeitmaßstab weitgehend linear mit der Wellenenergie verbunden ist (vgl. Abschnitt 4).

Abschließend zeigt Abb. 11 die Zehnjahresmittel der Verweilzeiten oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm für den Pegel List. Die jährlichen Mittelwerte lagen vor 1960 bei 7,5 Stunden/Jahr; nach 1960 bei 17,4 Stunden/Jahr. Es ist bekannt, daß diese erheblichen Änderungen der Sturmfluttätigkeit in den letzten Jahrzehnten auch das Abbruchgeschehen der Insel Sylt deutlich verstärkt haben (FÜHRBÖTER, 1984 b).

Hohe Wasserstände sind an der Westküste von Sylt stets auch mit entsprechend hohen Wellenenergien verbunden. Somit können die beschriebenen Entwicklungen der Wasserstände, die insbesondere durch die Entwicklung der Verweilzeiten ausgedrückt werden, *in erster Näherung* auch als repräsentativ für die Änderungen des Wellenklimas angesehen werden. Für das kontinuierliche Abbruchgeschehen ist aber auch derjenige Seegang von großer Wichtigkeit, der langfristig auch bei normalen Tidewasserständen oder bei nur wenig erhöhten Tiden auftritt; außerdem ist gerade an der Westküste von Sylt auch die Wellenangriffsrichtung von großer Bedeutung. Diese Einflüsse werden im folgenden Abschnitt behandelt.

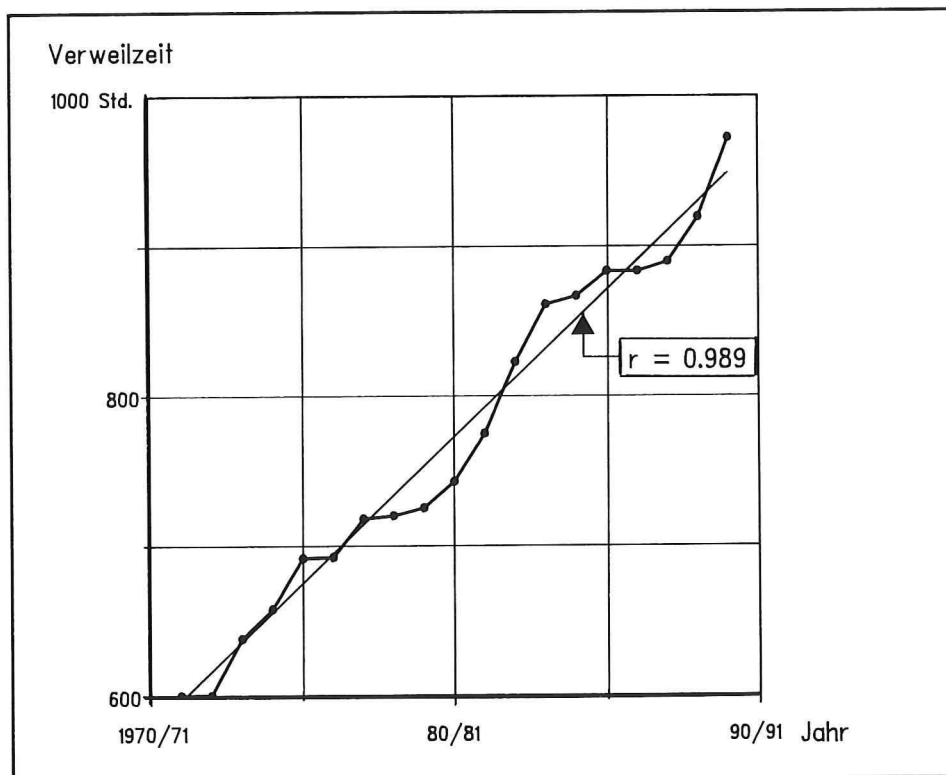


Abb. 10: Pegel List/Sylt: Summenlinie der jährlichen Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN +200 cm von 1970/1971 bis 1989/1990

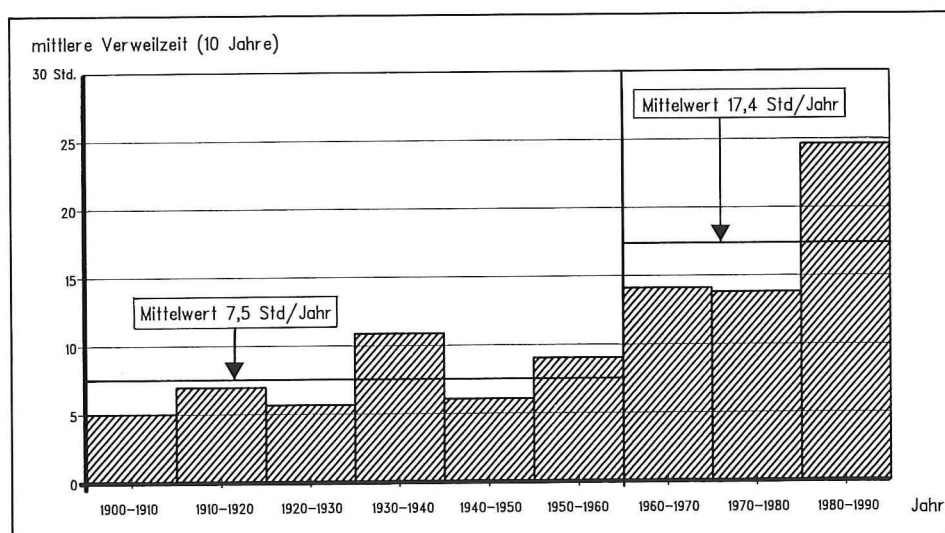


Abb. 11: Pegel List/Sylt: Zehnjahresmittel der Verweilzeiten oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm

### 3. Zum seegangserzeugten Energiefluß an der Westküste Sylts

Erhöhte Wasserstände sind an der Westküste Sylts stets auch mit entsprechend hohen Wellenenergien verbunden. Bei diesen Verhältnissen herrscht überwiegend der Küstenquertransport vor, durch den Sand aus dem hohen Strand in die Strandbrandungszone umgelagert wird (vgl. auch Abschnitt 4). Bei anschließenden normalen Wetterlagen wird der „überschüssige“ Sand im Küstenvorfeld durch die vorherrschenden Küstenlängsströmungen zu den Inselenden verfrachtet und in die Haupttiderinnen verlagert, so daß der umgelagerte Sand der Küste weitgehend verlorenggeht.

Die Energie, die durch den Seegang an die Küste gelangt, kann durch den Energiefluß als einer Vektorgroße, d.h. durch die Verknüpfung von Größenordnung und Anlaufrichtung, beschrieben werden.

Seit 1986 werden vom ALW Husum und von FRANZIUS-INSTITUT DER UNIVERSITÄT HANNOVER im Küstenvorfeld der Insel Sylt Wellenmessungen mit einer Richtungswellenboje betrieben, mit der seither nahezu kontinuierlich die Daten des ankommenden Seeganges registriert wurden. Unter Verwendung dieser Messungen – mit Ergänzungen durch Wind-Wellen-Korrelationen – konnte ein lückenloser vierjähriger Datensatz mit stündlichen Werten – vom 1. Juli 1986 bis zum 30. Juni 1990 – gewonnen werden, der eine detaillierte Analyse der Wellenenergie erlaubt (DETTE et al., 1991). Es ist dabei als ein günstiger Zufall zu werten, daß mit den Sturmfluten vom Januar und Februar 1990 Extremereignisse in diesen Zeitraum fielen, die den bisherigen Größtwert der Verweilzeiten oberhalb NN + 200 cm lieferten (rd. 53 Std., vgl. Tafel 2 und Abb. 5); außerdem trat am 26. 1. 1990 mit NN + 350 cm die vierthöchste aller Sturmfluten seit 1900 auf, insgesamt gehören vier Sturmfluten dieser beiden Monate zu den höchsten 25 Sturmfluten dieses Jahrhunderts (Tafel 1; alle Daten beziehen sich auf den Pegel List).

Außer der Wellenfortschrittsrichtung wurden die Wellenspektren gemessen, die auf die signifikante Wellenhöhe  $H_s$  ausgewertet wurden.

Das vorgenannte Datenmaterial wurde nach einem Vorschlag von RAUDKIVI (1991) einer speziellen Auswertung unterzogen, die quantitative Vergleichsaussagen über die Wellenenergien in der Uferbrandung erlaubt.

Es wird wie üblich die Wellenenergie auf eine Einheitsbreite (= 1 m) senkrecht zur Wellenfortschrittsrichtung bezogen; es ist für eine Welle der Länge  $L$ :

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot L \quad (1)$$

Die Leistung für eine Wellenperiode  $T$  ist

$$N = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot \frac{L}{T} = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot c \quad (2)$$

Die Wellenschnelligkeit im Flachwasser ist

$$c = \sqrt{g \cdot d} \quad (3)$$

Für den Brechpunkt wird näherungsweise

$$d \sim H \quad (4)$$

gesetzt, was für die Leistung

$$N = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot \sqrt{g \cdot H} = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g^{3/2} \cdot H^{5/2} \quad (5)$$

ergibt.

Aus den Messungen wird weiterhin nach RAUDKIVI (1991) aus der signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  die mittlere Wellenhöhe  $H_{rms}$  (= root mean square) als kennzeichnende Wellenhöhe für den Energiefluß in erster Näherung nach der Beziehung

$$H_{rms} = H_s / \sqrt{2} \quad (6)$$

ermittelt und in die Gleichung für die Leistung eingesetzt; bezogen auf eine bestimmte Zeitspanne (Stunden, Tage, Monate) ergibt sich dann wieder die Dimension einer Energie

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g^{3/2} \cdot H_{rms}^{5/2} \quad (7)$$

Diese Energie ist mit der Wellenfortschrittsrichtung verbunden. Sie kann formal in Verbindung mit einer Uferlinie in eine küstennormale und eine küstenparallele Komponente zerlegt werden; wenn  $\alpha$  der Winkel zur Uferlinie mit  $\alpha = 0$  bei senkrechtem Wellenangriff ist, so ergeben sich die

$$\text{Normalkomponente: } E_n = E \cdot \cos\alpha$$

$$\text{Parallelkomponente: } E_p = E \cdot \sin\alpha$$

Die zeitliche Folge dieser Energiekomponenten kann auch als Energiefluß bezeichnet werden.

Nach RAUDKIVI (1991) können diese Komponenten näherungsweise als Maß für die küstennormale und küstenparallele Wellenbelastung verwendet werden. Die Summenlinien dieser Energien liefern dabei zugleich ein Maß für die Gesamtbelastung in einem bestimmten Zeitabschnitt; für Sandvorspülungen kann durch Bildung der Summenlinien vom Zeitpunkt  $t = 0$  (= Abschluß der Vorspülung) die Gesamtbelastung durch den Wellenangriff als Funktion der Zeit ausgedrückt werden.

Wie bekannt, liefert die küstennormale Energiekomponente nur örtliche Umlagerungen, während die küstenparallele Komponente – in Verbindung mit den Umlagerungen (Mobilisierungen) durch die Normalkomponente – den Küstenlängstransport bewirkt, der aus dem *Nahtransport* der örtlichen Umlagerung den *Ferntransport* erzeugt, durch den das vorgespülte Material dem entsprechenden Strandabschnitt verlorenght.

Es muß betont werden, daß dieses Näherungsverfahren die speziellen örtlichen Vorstrandbedingungen – Morphologie als Kombination von Riff, Rinne und Strand mit den damit verbundenen Refraktionserscheinungen, die z. B. bei Riffücken auch noch mit Diffraktionen verbunden sein können; Brandungszonen mit Wellenspektren usw. – nicht wiedergeben kann; es liegt darin aber gerade ein Vorteil dieses Verfahrens, daß es – unabhängig von örtlichen Besonderheiten – die grundsätzlichen physikalischen Vorgänge bei dem Wellenangriff auf eine Uferlinie in quantitativen Vergleichswerten wiedergibt. Dies gilt besonders für Langzeitprozesse und für großräumige Entwicklungen. Für die Insel Sylt tritt bei dieser Auswertung eine spezielle morphologische Besonderheit deutlich hervor, die darin besteht, daß nördlich von Westerland die Ufer- und Küstenlinie (= Dünenfuß) nahezu geradlinig in Richtung  $22^\circ$  der Windrose verläuft, während der südliche Teil ebenso nahezu geradlinig nach Süden ( $180^\circ$ ) gerichtet ist, so daß die Ufer- und Küstenlinien auf der Höhe von Westerland einen Winkel von etwa  $22^\circ$  bilden. Auf die hohe Bedeutung dieser Richtungsänderung für die küstenmorphologischen Vorgänge hat bereits GRIPP (1966) hingewiesen.

Im Nordteil der Insel Sylt ist damit die küstennormale Richtung mit  $292^\circ$  der Windrose, im Südteil mit  $270^\circ$  gegeben; bei jeder Wellenrichtung im Küstenvorfeld (Abb. 12) ergeben sich entsprechend zwei Winkel  $\alpha_N$  (Nord) und  $\alpha_S$  (Süd) zu den Normalrichtungen ( $\alpha = 0$ ).

In den vier Jahren (Juli 1986 bis Juni 1990) können jetzt nach RAUDKIVI (1991) die Gesamtwellenenergien  $E$ , die küstennormalen Komponenten  $E_n$  und die küstenparallelen Komponenten  $E_p$  (getrennt nach Nord- und Südteil, vgl. Abb. 12) als Funktion der Zeit



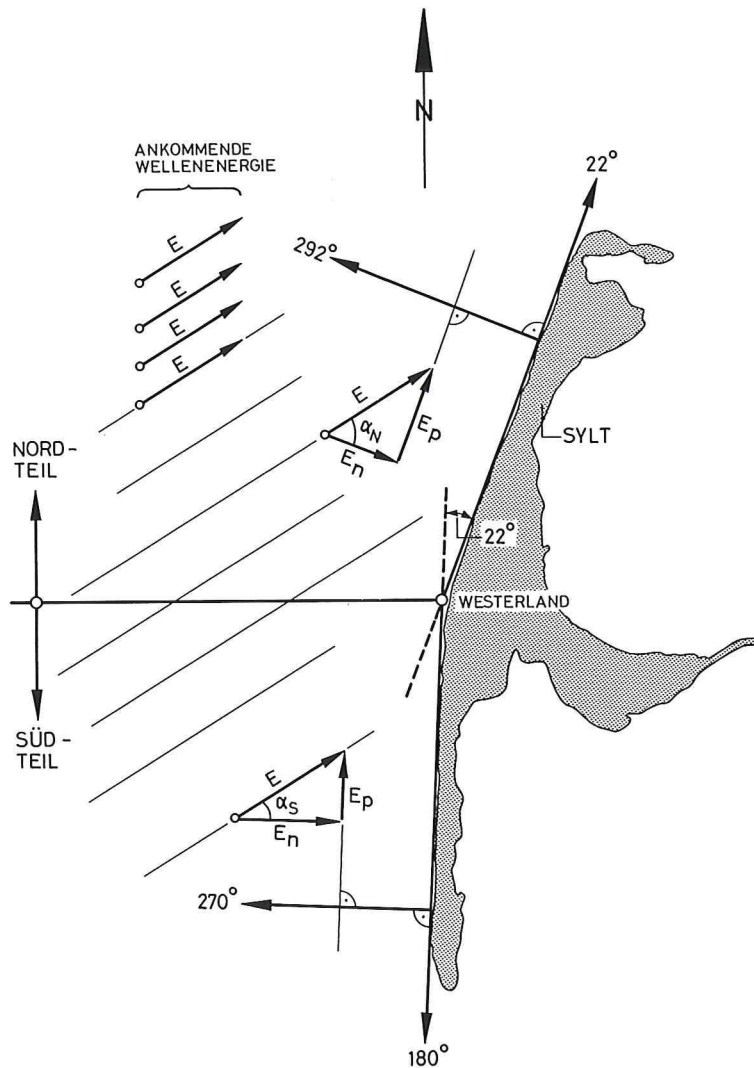


Abb. 12: Küstennormale ( $E_n$ ) und küstenparallele ( $E_p$ ) Komponenten der ankommenden Wellenenergie ( $E$ ) im Nord- und im Südteil der Insel (schematisch) (aus FÜHRBÖTER, 1991)

aufgetragen werden; es hat sich dabei als zweckmäßig erwiesen, die Monatsmittel der Energien sowie deren Summenlinien für die Auswertungen zu verwenden (DETTE, 1991).

Für die Vierjahresreihe 1986 bis 1990 zeigt Abb. 13 die Gesamtwellenenergie  $E$  mit ihrer Summenlinie  $\Sigma E$  zusammen mit den monatlichen Höchstwasserständen HThw am Pegel Westerland. Es geht aus Abb. 13 als wichtigstes Ergebnis hervor, daß die Wellenenergien wesentlich gleichmäßiger auf die einzelnen Zeitabschnitte verteilt sind, als es aus den Höchstwasserständen zu erwarten ist; es ist ein stetiger zeitlicher Fluß der Wellenenergie festzustellen, der zwar bei den Extremereignissen im Januar/Februar 1990 eine gewisse Unstetigkeit aufweist, die aber dennoch in der Summenlinie nur einen Bruchteil der Energie des gesamten Zeitabschnittes von vier Jahren ausmacht. Für Strandvorspülungen bedeutet dies (vgl. RAUD-



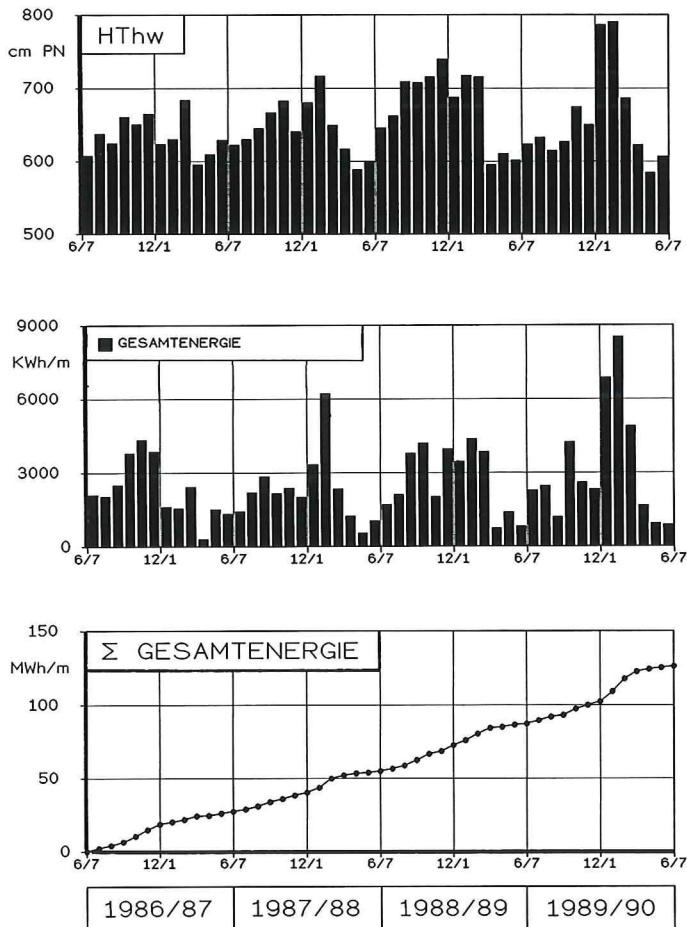


Abb. 13: Monatliche Höchstwasserstände HThw und Wellenenergien 1986 bis 1990: oben: Monatliche Höchstwasserstände HThw am Pegel Westerland, Mitte: Maximale Gesamtwellenenergie E (nach DETTE, 1991), unten: Summenlinie der monatlichen Wellenenergien  $\Sigma E$  (aus FÜHRBÖTER, 1991)

KIVI, 1991) – zumindest bis zu den jeweiligen Tidehochwasserhorizonten –, daß dem stetigen Energiefluß eine zumindest ebenso hohe Bedeutung zukommt wie den einzelnen hohen Sturmfluten (die sich dann allerdings bis zum Dünen- oder Kliffuß bemerkbar machen können).

Auf Abb. 14 (Nordteil der Insel) und Abb. 15 (Südteil der Insel) sind die Komponenten  $E_n$  (küstennormal) und  $E_p$  (küstenparallel) zusammen mit den Summenlinien  $\Sigma E_p$  für den küstenparallelen Energiefluß dargestellt.

Mit beeindruckender Deutlichkeit treten in den Summenlinien der küstenparallelen Energiekomponenten folgende Gesetzmäßigkeiten hervor:

- im langzeitigen Mittel ist im *Nordteil* der Insel stets ein resultierender Energiefluß nach *Norden* und
- im langzeitigen Mittel ist im *Südteil* der Insel stets ein resultierender Energiefluß nach *Süden* vorhanden.

Da dieser Energiefluß zugleich nicht nur die vorherrschende Transportrichtung, sondern

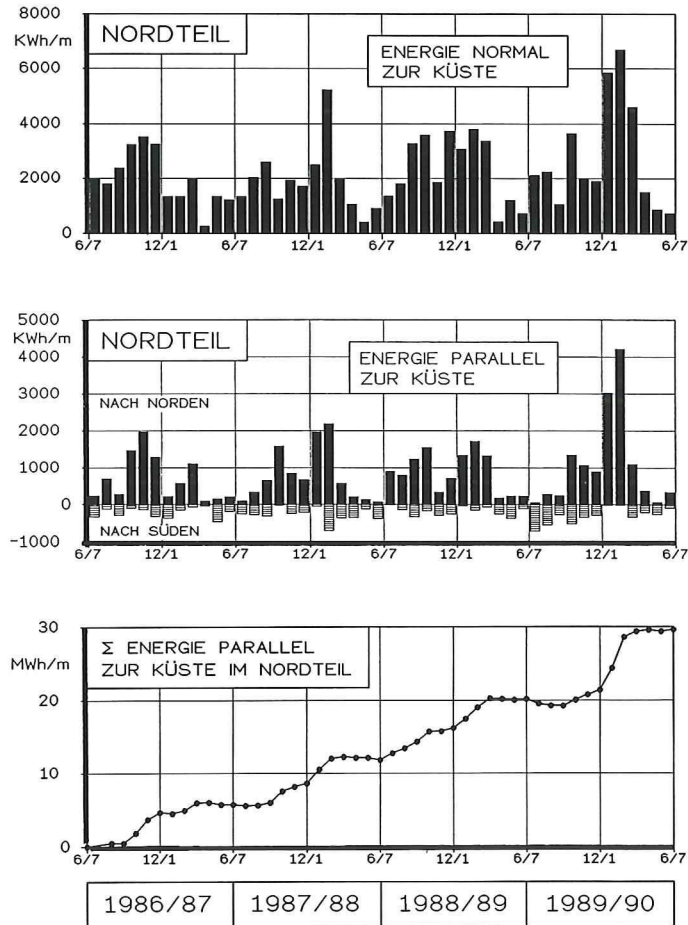


Abb. 14: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: – Nordteil von Sylt – (nach DETTE, 1991) oben: Küstennormale Energiekomponenten  $E_n$ , Mitte: Küstenparallele Energiekomponenten  $E_p$ , unten: Summenlinie der küstenparallelen Energiekomponenten  $\Sigma E_p$

auch die Transportintensität und die Transportwege repräsentiert (vgl. RAUDKIVI, 1991), werden durch die Ergebnisse auch die vorherrschenden Sandwanderungen beschrieben, die für Sandvorspülungen von größter Wichtigkeit sind (vgl. Abschnitt 5). Es hängt mit den vorherrschenden Wind- und Wellenrichtungen zusammen, daß der relative kleine Winkel von  $22^\circ$  (vgl. Abb. 12) einen derart bedeutenden Einfluß auf die Transportrichtung hat.

Im Gegensatz zu den Parallelkomponenten  $E_p$  (Sinusfunktion!) folgen die Normalkomponenten  $E_n$  (Kosinusfunktion!) sowohl im Nord- als auch im Südteil der Insel im wesentlichen dem Verlauf der Gesamtwellenenergie  $E$ , es sind nur geringe Unterschiede zwischen den Monatswerten von  $E$  und  $E_n$  festzustellen (Abb. 14 und 15).

Abb. 16 (Nordteil der Insel) und Abb. 17 (Südteil der Insel) zeigen als Einzeldarstellungen mit einer Zeitauflösung von  $\Delta t = 3$  Std. für die küstenparallelen Energiekomponenten  $E_p$  drei Monate mit herausfallenden Einzelereignissen (vgl. DETTE, 1991). Hier sind am 7. und 8. Oktober 1988 zwei Sturmfluten zu nennen, die mit Scheitelwasserständen von NN + 710 PN (Pegel Westerland) durchaus nicht ungewöhnlich waren, die aber einen sehr hohen

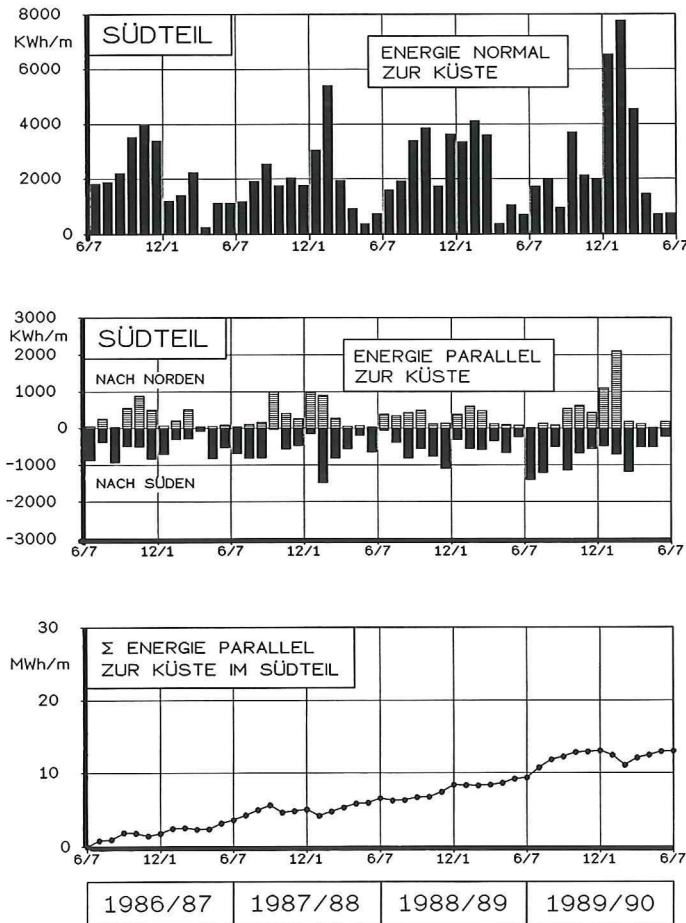


Abb. 15: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: – Südteil von Sylt – (nach DETTE, 1991) oben: Küstennormale Energiekomponenten  $E_n$ , Mitte: Küstenparallele Energiekomponenten  $E_p$ , unten: Summenlinie der küstenparallelen Energiekomponenten  $\Sigma E_p$

Energiefluß in nördlicher Richtung (Nordteil der Insel, Abb. 16) erzeugten, der nur wenig niedriger als die entsprechenden Werte der wesentlich höheren Sturmfluten vom Januar und Februar 1990 war. Aus Abb. 16 und 17 geht ebenfalls hervor, wie im Verlauf einer Sturmweatherlage mit Drehung der Windrichtung auch die Richtung der Parallelkomponenten sowohl im Nord- als auch im Südteil der Insel wechselt.

So aufschlußreich diese Einzeldarstellungen für den Verlauf einer Sturmweatherlage sind (vgl. DETTE, 1991), so ist doch für langjährige Betrachtungen vor allem das langzeitige Geschehen von Bedeutung, das in deutlichster Form aus den Summenlinien hervorgeht, die auf Abb. 18 noch einmal gemeinsam dargestellt sind (Gesamtenergie  $\triangleq \Sigma E$ , Normalkomponente  $\triangleq \Sigma E_n$  und Parallelkomponente  $\triangleq \Sigma E_p$ ). Diese Summenlinien ergeben sich zwar aus der Vierjahresreihe von 1986 bis 1990, es besteht aber kein Grund dafür, dieses Verhalten der Summenlinien nicht als repräsentativ auch für andere Zeitabschnitte anzusehen, was besonders dadurch begründet ist, daß in diese Vierjahresreihe die Extremereignisse des Jahres 1990 fallen (vgl. Abb. 3 und 5 sowie Tafel 1).

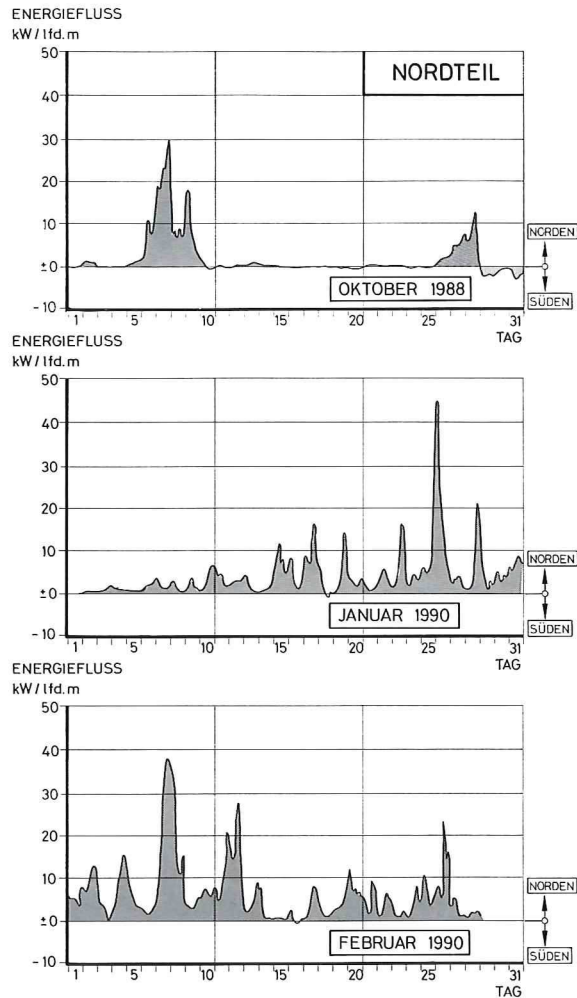


Abb. 16: Einzeldarstellungen ( $\Delta t = 3$  Std.): – Nordteil von Sylt – (aus DETTE, 1991) Küstenparalleler Energiefluß  $E_p$  in den Monaten Oktober 1988 sowie Januar und Februar 1990

Die Ausgleichsgeraden (nach der Methode der kleinsten Quadrate) auf Abb. 18 zeigen in Analogie zu den Summenkurven der Verweilzeiten auf Abb. 9 und 10, daß auch innerhalb eines relativ kurzen Zeitabschnittes (4 Jahre) und in Anbetracht der Tatsache, daß gerade in diesem kurzen Zeitabschnitt Extremereignisse wie die vom Januar und Februar 1990 auftraten, eine lineare Näherung der Wellenenergie durchaus möglich ist, wenn auch durch die Extremereignisse gewisse Unstetigkeiten nicht zu vermeiden sind. Dieses Ergebnis ist für die Beurteilung von Strandvorspülungen von großer Bedeutung; es kann in langfristiger Betrachtung mit einer zeitlich annähernd konstanten jährlichen Wellenenergie gerechnet werden; dies ist allerdings hier auf die Mittelwerte der Jahre 1960 bis 1990 mit ihrer wesentlich höheren Energie gegenüber denen zwischen 1900 und 1960 zu beziehen (vgl. Abschnitt 2).

Es kann damit näherungsweise die Summe der Wellenenergie  $\Sigma E$  (und die ihrer Kompo-

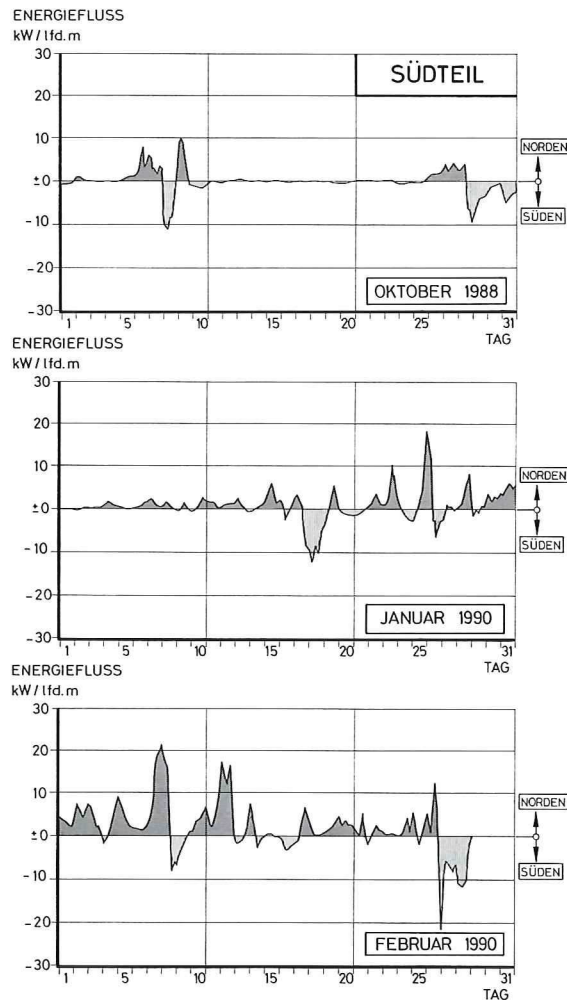


Abb.17: Einzeldarstellungen ( $\Delta t = 3$  Std.) – Südteil von Sylt – (aus DETTE, 1991) Küstenparalleler Energiefluß  $E_p$  in den Monaten Oktober 1988 sowie Januar und Februar 1990

nenten  $E_n$  und  $E_p$ ) bei Langzeitbetrachtungen (über mehrere Jahre) in einer linearen Beziehung zur Zeit  $t$  gesetzt werden:

$$\Sigma E \sim t$$

Bei einzelnen Extremereignissen (schwere Sturmfluten) muß dabei lediglich auf die veränderten Höhenstufen der Wellenbelastung geachtet werden.

#### 4. Langfristiges Abbruchgeschehen an der Westküste von Sylt

Die Zunahme der Sturmfluthöhen und -häufigkeiten (vgl. Abschnitt 2) und die damit verbundene Zunahme der Wellenenergien (vgl. Abschnitt 3) hat seit etwa der Mitte dieses



## MONATL. WELLENENERGIE

MWh/m

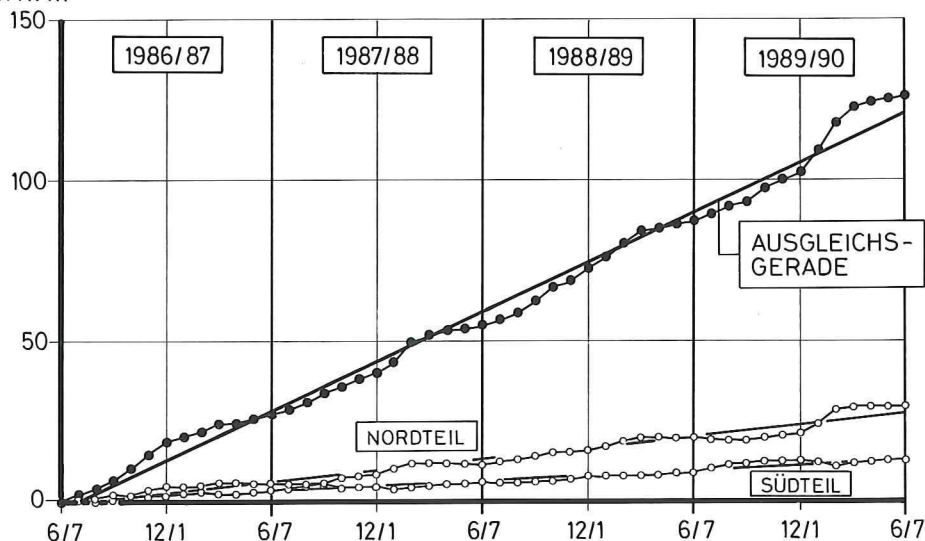


Abb.18: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: Summenlinien der Gesamtenergien sowie deren küstenparallelen Komponenten im Nord- und im Südteil der Insel (mit Ausgleichsgeraden) (nach DETTE, 1991)

Jahrhunderts auch zu einer Zunahme der Abbruchraten an der Westküste von Sylt geführt; von FÜHRBÖTER (1984 b) sind durch EDV-Auswertungen aller verfügbaren Daten die Zunahmen der Abbruchraten für die gesamte Westküste von Sylt in quantitativer Form belegt worden (vgl. auch FACHPLAN SYLT, ALW HUSUM, 1985).

Es ist dabei zwischen dem Strand- und dem Dünen- oder Kliffrückgang zu unterscheiden. Abb.19 zeigt schematisch, daß die Uferlinie – Schnittpunkt des MThw mit dem jeweiligen Strandprofil – immer starken kurzfristigen Veränderungen unterworfen ist. Es macht sich hier zwar langfristig auch der Meeresspiegelanstieg bemerkbar; im wesentlichen aber wird der Strandrückgang durch einen kontinuierlichen Massenverlust verursacht, der aber wegen der kurzfristigen Fluktuationen schwer aus Einzelaufmaßen zu erkennen ist; bereits LAMPRECHT (1957) hat gezeigt, daß sich innerhalb weniger Tage die Strandhöhe um mehr als 1 m ändern kann; entsprechend groß ist dann auch die Veränderung der Lage der Uferlinie. Ein völlig anderes Verhalten zeigt dagegen eine Düne oder ein Kliff; hier ist der Abbruch keine kontinuierliche Funktion der Zeit, sondern Abbrüche treten nur zu den Zeiten auf, wo bei hohen Sturmfluten der Wellenangriff bis an den Kliff- oder Dünenfuß gelangen kann. Dieser Vorgang ist eng mit den Verweilzeiten der Sturmfluten verbunden; Abb. 19 zeigt schematisch, daß diejenigen Wasserstände, die als HThw in jedem Jahr auftreten, nicht immer einen Abbruch erzeugen müssen; es sind hier die Sturmfluten, die mit Wahrscheinlichkeiten von etwa einmal in fünf Jahren die Verweilzeiten zu den Horizonten liefern, bei denen ein Abbruch auftritt. Entsprechend wird der Kliff- oder Dünenrückgang zu einer Stufenfunktion, deren Auswertung nur für längere Zeiträume einen sinnvollen Mittelwert für den Rückgang ergibt (Abb.19). Auf Abb.20 (aus FÜHRBÖTER, 1984 b) sind für den Dünen- oder Kliffuß (hier nach LAMPRECHT, 1957 durch die Höhenstufen NN +3,75 m definiert) für die gesamte Westküste von Sylt die Rückgangsraten für die Zeitspannen von 1874 bis 1952 und von 1952

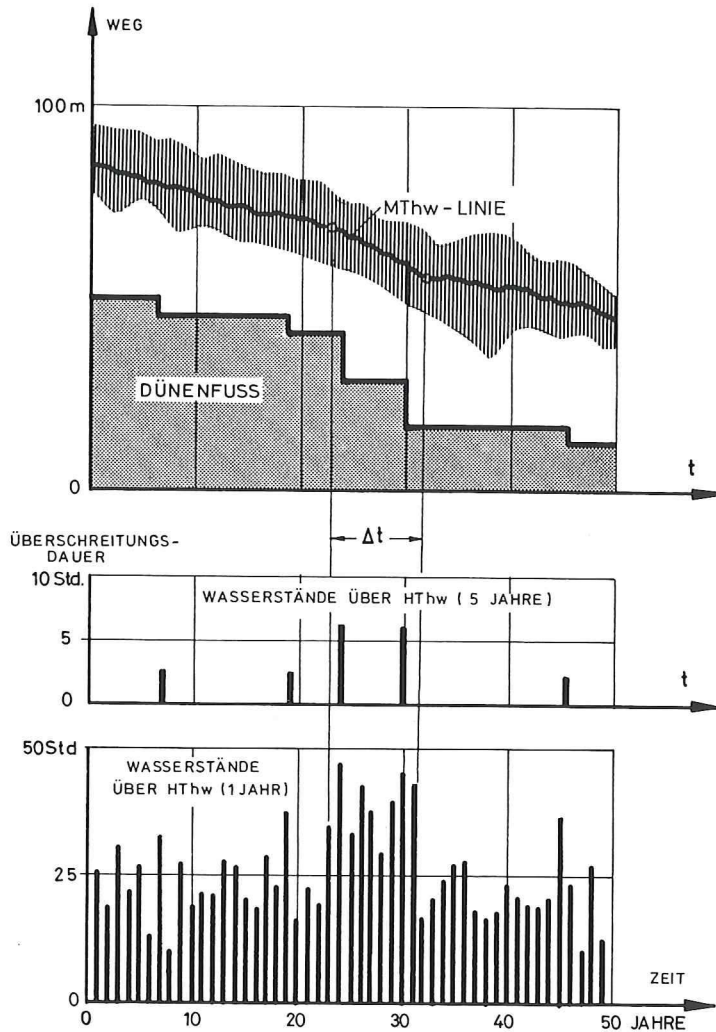


Abb. 19: Strandrückgang und Dünen- oder Kliffabbruch (schematisch, nach FÜHRBÖTER, 1984 b)

bis 1984 dargestellt. Nur im Nordteil der Insel (Profil 22 N bis 33 N) ist in dem zweiten Zeitabschnitt (nach 1952) ein geringerer Rückgang der jährlichen Abbruchraten zu bemerken; in allen anderen Abschnitten jedoch ist eine deutliche Zunahme festzustellen.

In einer etwas anderen Darstellung sind auf Abb. 21 nochmals in großräumiger Auswertung für die einzelnen Uferabschnitte die mittleren jährlichen Rückgänge und Abbruchvolumina im Zeitraum 1950 bis 1984 aufgetragen (aus ANDRESEN et al., 1987).

Es besteht die Frage, wie weit die Auswertungen der Abbruchraten, die sich aus den Aufmaßen von 1952 bis 1984 (Abb. 20 und 21) ergeben, auch noch für die Gegenwart (bis 1991) Gültigkeit haben. Es wurden hierzu aus zwei Abschnitten der Insel, in denen noch nicht vorgespült wurde, die Profile 22 N und 26 S ausgewählt. Die Verbindung der Werte von 1952 und 1984 ist ein Maß für die bisher ausgewertete Abbruchrate für den Kliff- bzw. Dünenfuß (Abb. 20). Von den Werten, die in den Jahren von 1984 bis 1990 hinzugekommen sind, sind

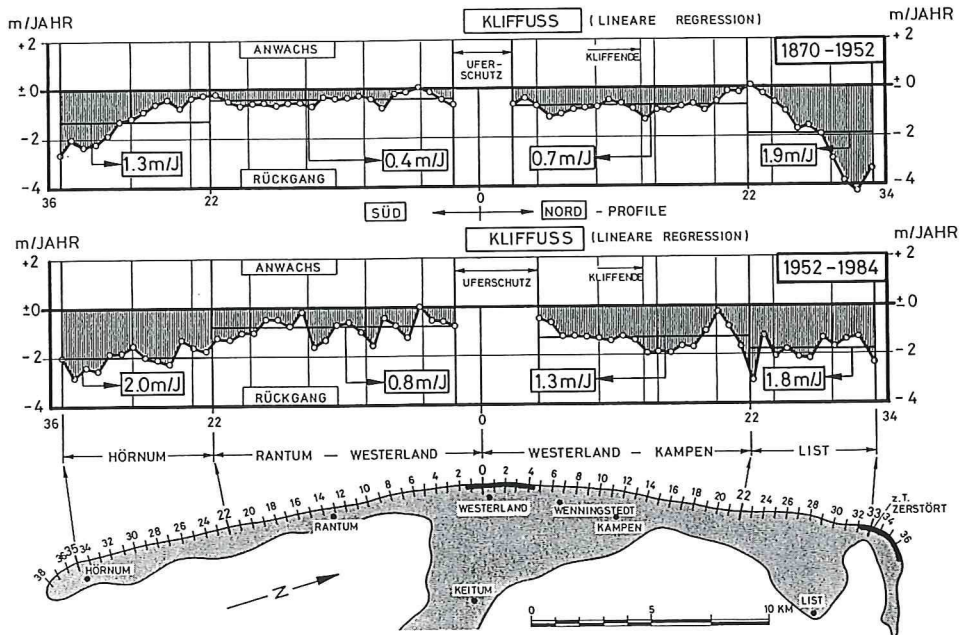


Abb. 20: Westküste von Sylt: Rückgang des Kliffußes (NN +3,75 m) (aus FÜHRBÖTER, 1984 a) oben: im Zeitraum 1870 bis 1962, unten: im Zeitraum 1952 bis 1984

MITTELWERTE	DÜNEN			BAUTEN	KLIFF	DÜNEN		
JÄHRL. RÜCKGANG (1950-1984)	2.2	0.9	0.9	-	1.2	1.6	2.0	m / JAHR
JÄHRL. ABRUCHVOLUMEN	40	18	18	60	35	27	34	m <sup>3</sup> /m JAHR
EINSÜLVOLUMEN FÜR DEPOT	350	240	350	350	450	250	250	m <sup>3</sup> / m

Abb. 21: Westküste von Sylt: Jahreswerte (1950 bis 1984) für den Inselrückgang und die Abbruchvolumina (aus ANDRESEN et al., 1987)

besonders die von Bedeutung, die sich aus den Aufmaßen im November 1989 (vor den Sturmfluten von 1990), von Anfang Februar 1990 (nach den Januar-Sturmfluten) und von April 1990 (nach den Januar- und Februar-Sturmfluten) ergeben. Es geht sowohl aus dem Profil 22 N (Nordteil der Insel, vgl. Abb. 22, oben) als auch aus dem Profil 26 S (Südteil der Insel, vgl. Abb. 22, unten) hervor, daß die Sturmfluten von 1990 in den betrachteten Abschnitten in nur zwei Monaten (Januar und Februar) Abbruchraten von 20 bis 30 m erzeugt haben. Es ist daher gerade zum gegenwärtigen Zeitpunkt (1991) wenig sinnvoll, durch Ausgleichsgeraden den mittleren Verlauf der Abbruchraten von 1952 ausdrücken zu wollen,

weil gemäß Abb. 19 gerade im Jahre 1990 ein sehr starker Sprung in den Stufenfunktionen für Kliff- und Dünenfuß aufgetreten ist. Es kann aber aus Abb. 22 ersehen werden, daß sich der nach 1952 festgestellte Trend zum beschleunigten Abbruch fortsetzt und daß damit die bisherigen Werte (vgl. Abb. 20 und 21) ohne Gegenmaßnahmen, z. B. durch Sandvorspülungen, auch für die nächste Zukunft als gültig angesehen werden können. Es wäre verfrüht,

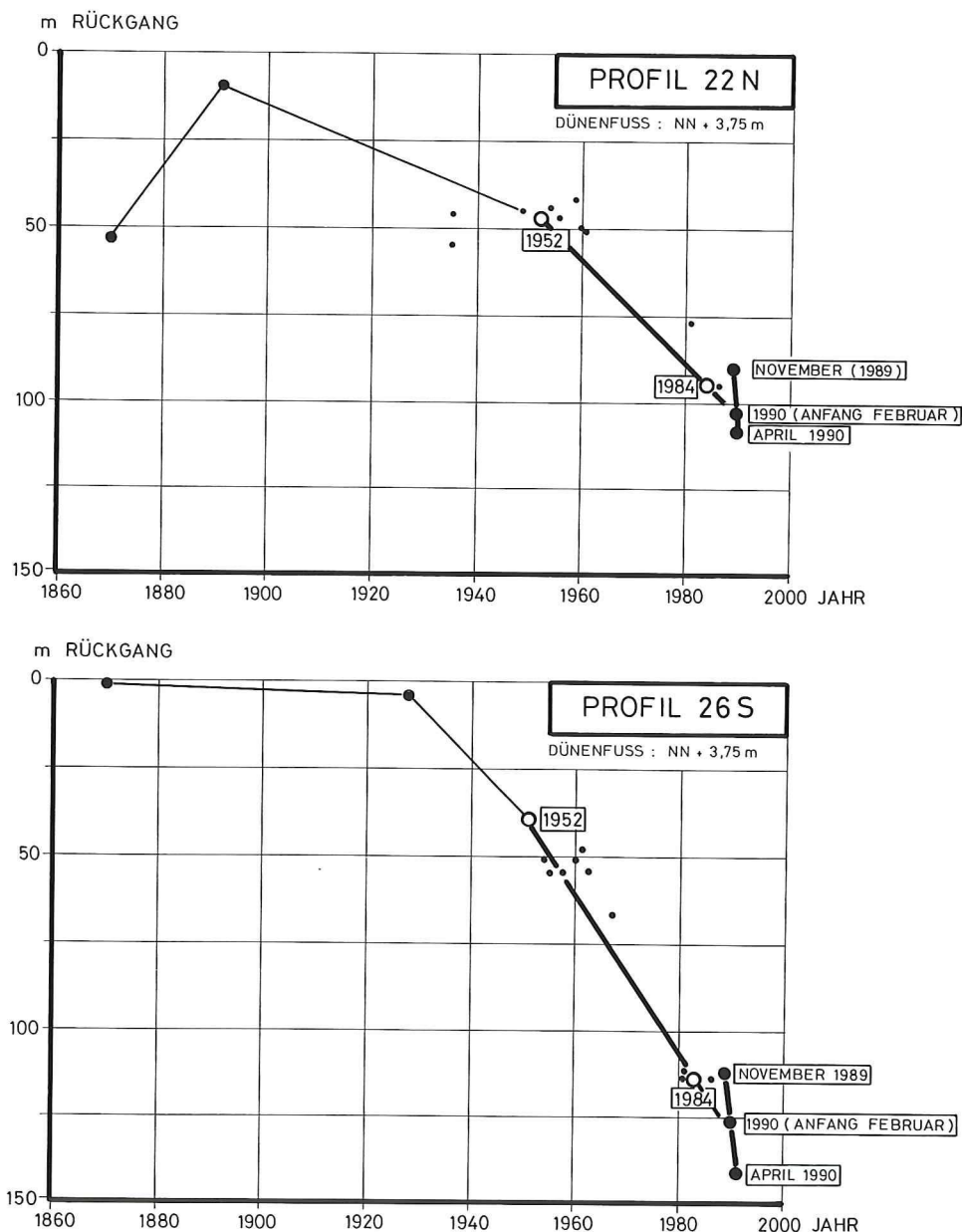


Abb. 22: Fortsetzung des Abbruches (Kliffuß, NN +3,75 m) nach dem Jahre 1984 in repräsentativen Profilen: oben: Nordteil der Insel (Profil 22 N), unten: Südteil der Insel (Profil 26 S)



aufgrund der Extremereignisse des Jahres 1990 (mit 53 Stunden oberhalb NN + 200 cm am Pegel List die höchsten Verweilzeiten seit 1900; vgl. Abb. 5) auf eine Beschleunigung des Abbruchgeschehens schließen zu wollen, der Trend der Werte auf Abb. 22 zeigt aber, daß noch weniger von einer Verzögerung die Rede sein kann. Wenn das Sturmflutgeschehen der letzten 30 Jahre (in bezug auf Höhe und Häufigkeit) sich in den nächsten Jahrzehnten fortsetzt, muß zumindest mit den Abbruchraten gerechnet werden, die aus Abb. 20 und 21 hervorgehen.

Von Interesse sind auch die Strandentwicklungen entlang der gesamten Westküste von Sylt, die auf Abb. 23 für den August 1986 (oben), für den November 1989 (Mitte) und für den April 1990 (unten) dargestellt sind. Es sind auf Abb. 23 besonders die Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m) und die Lage des Dünen- und Kliffußes hervorgehoben worden. Als Folge der Sturmflutserie Anfang 1990 ist fast überall an der Küste ein starker Rückgang festzustellen; dagegen ist die mittlere Lage der Wasserwechselzone nicht bedeutend verändert worden; die Tiefenlinie NN -1,0 m ist streckenweise sogar seewärts verschoben worden. Ebenso zeichnet sich zwischen den Höhenstufen NN +1,0 m und dem Kliffuß fast überall eine Verbreiterung des trockenen Strandes ab, der im wesentlichen durch die Dünen- oder Kliffabbrüche erzeugt wurde. Auf Abb. 23 sind zugleich die Orte der einzelnen Vorspülungen vor Westerland, Rantum, Hörnum und Kampen im Zeitraum 1972 bis 1989 eingetragen.

## 5. Beschreibung der Vorspülungen auf Sylt (1972 bis 1986)

### 5.1 Westerland (1972, 1978 und 1984)

Vor den Uferbefestigungen von Westerland/Sylt wurde 1972 die erste Vorspülung auf Sylt mit rd. 1 Mio. m<sup>3</sup> vorgenommen; diese Vorspülung wurde 1978, 1984 und 1990 wiederholt, was Wiederholungsintervallen  $T_w$  von sechs Jahren entspricht. Abb. 24 veranschaulicht unterschiedliche Geometrien, ausgehend von einer Depot(Höft-)Vorspülung (1972), gefolgt von einer Flächenvorspülung (1978) und einer Girlandenvorspülung (1984). Aus dem Regelprofil in der Achse des Höftes (1972) geht hervor (Abb. 25, oben), daß oberhalb der MThw-Linie (etwa 200 m vom Ufer entfernt) ein flacher Strand aufgespült wurde, der erst an der Ufermauer eine Höhe von etwa NN +4,5 m erreichte. Zugleich wurden unterhalb der Wasserwechselzone erhebliche Massen in den Bereich der Rinne bis zum landseitigen Riffhang eingebracht. Die Aufspüllänge betrug 0,9 km. Abb. 26 zeigt die Veränderung des Höftes in den Jahren 1972 bis 1974. Der Medianwert des aufgespülten Materials lag zwischen  $d_{50} = 0,315$  mm und  $d_{50} = 0,425$  mm (FÜHRBÖTER et al., 1976).

Die Halbwertszeit betrug bei dieser Vorspülung (vgl. auch Abschnitt 6.2) 3,1 Jahre; es traten dabei in der Zeit von 1972 bis 1978 insgesamt 118 Stunden mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm (Pegel List) auf (Tafel 2). Dies entspricht einem

$$\text{Jahresmittel von } \frac{118}{6} = 19,7 \text{ Stunden}$$

mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm, der als Indikator für die mittlere Wellenenergie angesehen werden kann, durch die diese Vorspülung belastet wurde (vgl. Abschnitte 2 und 3).

In völlig anderer Form wurde die zweite Vorspülung (1978) durchgeführt (Abb. 24, Mitte); hier wurde eine Flächenvorspülung mit nahezu konstantem Regelprofil (Abb. 25, Mitte) auf einer Aufspüllänge von  $L = 1,0$  km eingebaut, so daß nahezu zweidimensionale

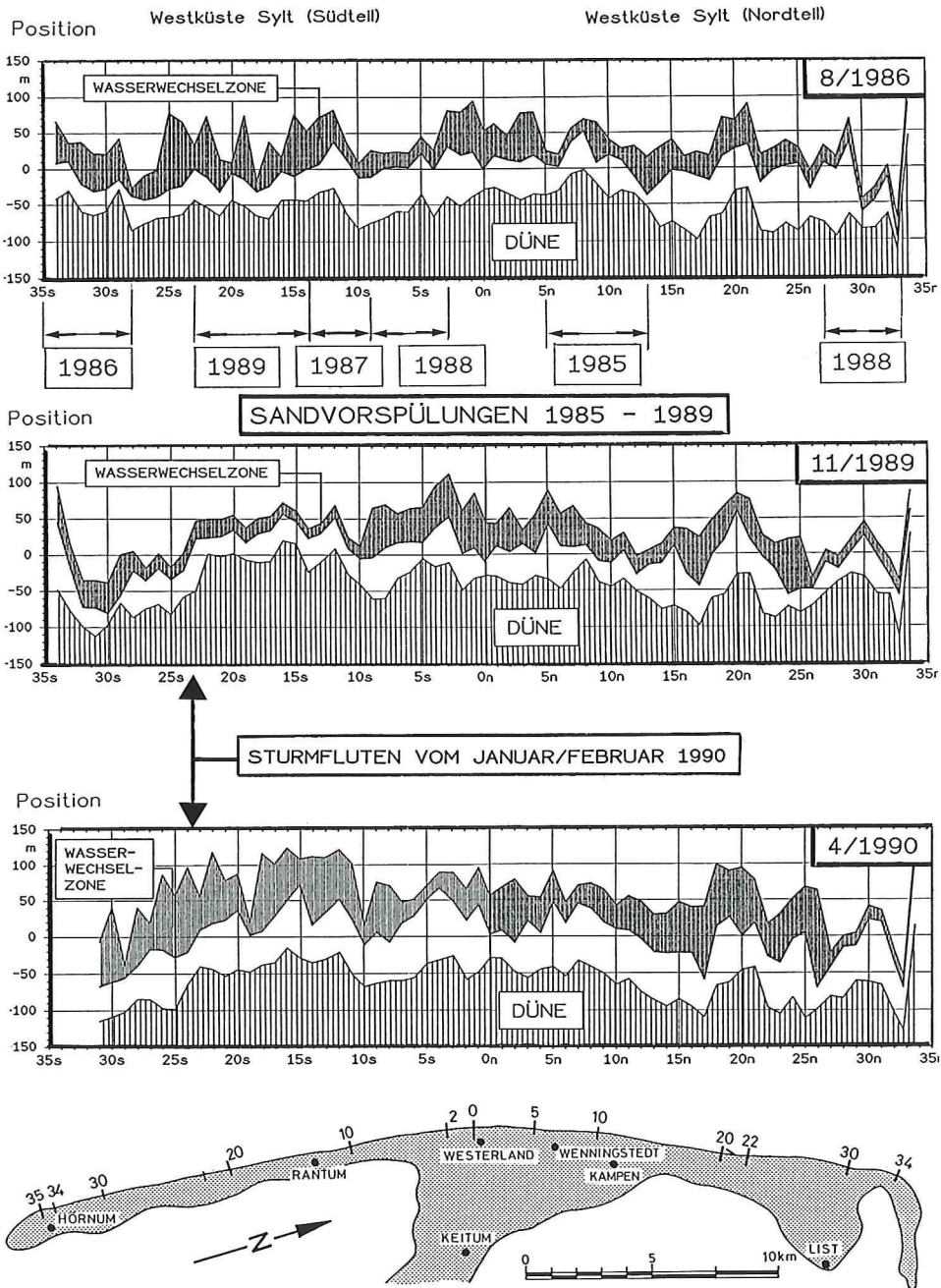


Abb.23: Westküste von Sylt: Strand- und Dünenrückgang von 1986 bis 1990; oben: Zustand August 1986, Mitte: Zustand November 1989 (vor der Sturmflutserie Anfang 1990), unten: Zustand April 1990 (nach der Sturmflutserie Anfang 1990)

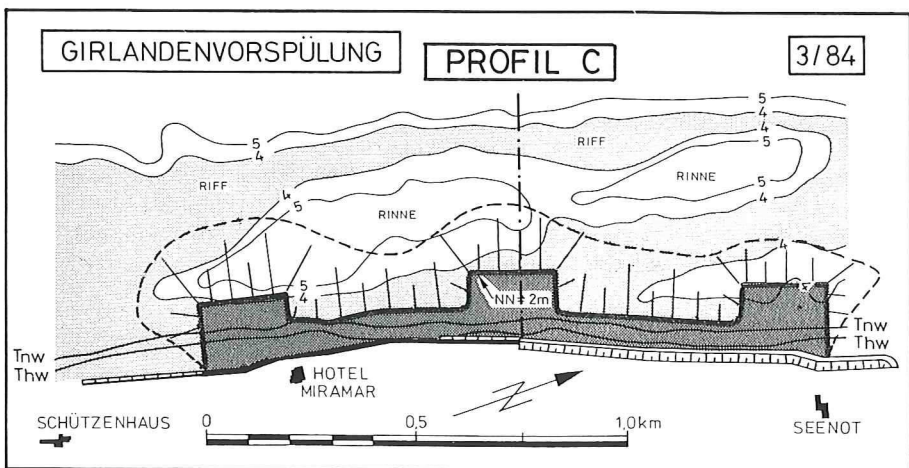
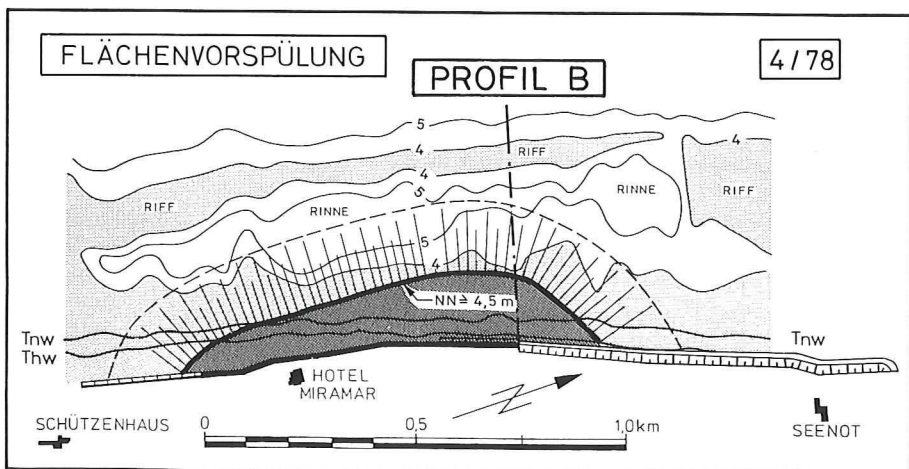
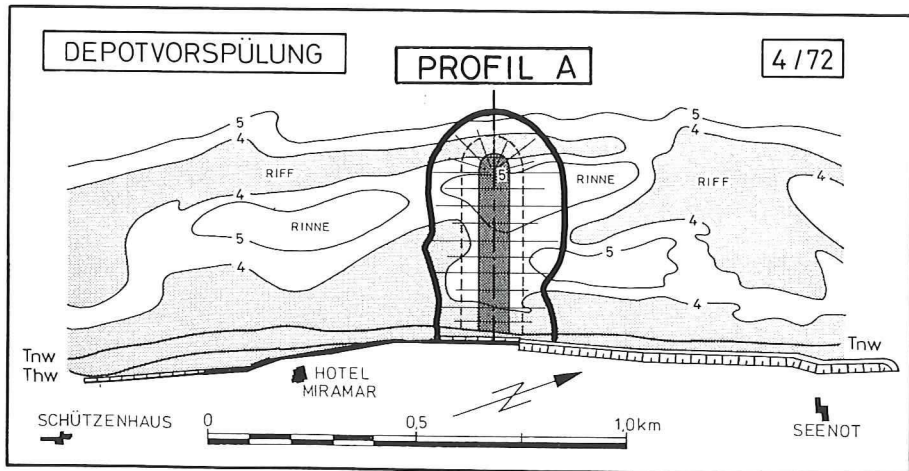


Abb.24: Vorspülungsformen vor Westerland (1972, 1978 und 1984) mit Lage der Regelprofile A bis C (Abb.27) aus ANDRESEN et al., 1987)







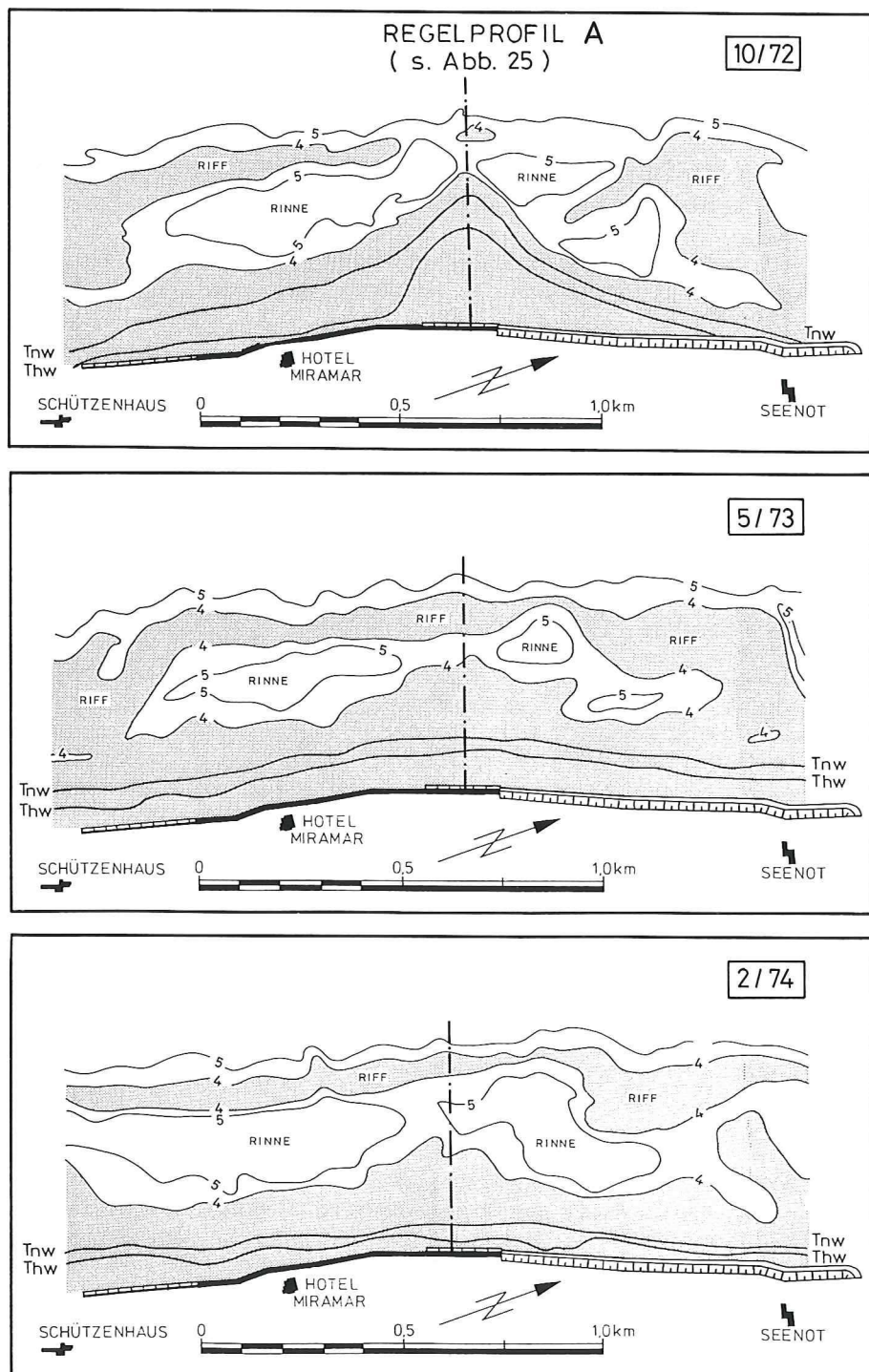


Abb. 26: Sandvorspülung 1972 vor Westerland: Umbildung des Sandhöftes in den Jahren 1972 bis 1974  
(aus ANDRESEN et al., 1987)

Verhältnisse nach der Aufspülung vorhanden waren (lineare Aufspülung). Die Aufspülung lag bis etwa 100 m vor den Uferbefestigungen auf einer Höhe von NN +4,5 m und mehr; Abb. 27 zeigt, wie sich in sehr kurzer Zeit der Abbruch dieser Flächenvorspülung vollzog. Allein in den ersten zwei Monaten nach Beendigung der Vorspülung (9/78 auf Abb. 27) waren mehr als 350 000 m<sup>3</sup> verlorengegangen. Dies ist auf eine Kliffbildung zurückzuführen, die sich am Strand im Bereich der MThw-Linie bereits unmittelbar nach der Vorspülung vollzog. Durch die völlig andere Form der Kliff- gegenüber einer Strandbrandung werden wesentlich höhere Längstransportraten erzeugt, weil ein Kliff ähnlich wie eine senkrechte Ufermauer durch Reflexionen die Turbulenzen verstärkt; Abb. 28 zeigt dieses mehr als drei Meter hohe Kliff im Herbst 1978.

In der Funktion  $V(t)$ , die den zeitlichen Abbau der Vorspülung kennzeichnet, bedeutet diese Kliffbildung eine Diskontinuität, bei der innerhalb von zwei Monaten mehr als 350 000 m<sup>3</sup> (vgl. Abschnitt 6.2) verloren gingen. Es liegen hier Verhältnisse vor, die sich negativ auswirken und zu einer starken Verminderung der Halbwertszeit dadurch führen, daß das Exponentialgesetz für den normalen Abbruch (vgl. Abschnitt 6.1) hier nicht erfüllt ist. Die Halbwertszeit dieser Vorspülung betrug  $T_h = 2,3$  Jahre; es muß hier aber bedacht werden, daß in den Jahren zwischen 1978 und 1984 mit 143 Stunden von Wasserständen oberhalb NN +200 cm (Pegel List) eine wesentlich höhere Wellenbelastung vorhanden war als bei der ersten Vorspülung 1972. Es beträgt hier der

$$\text{Jahresmittelwert } \frac{143}{6} = 23,8 \text{ Stunden}$$

Die Auswertelänge betrug wie bei der Vorspülung von 1972 1,7 km.

Der Medianwert des aufgespülten Materials betrug  $d_{50} = 0,44$  mm und lag damit höher als der Wert  $d_{50} = 0,35$  mm, der als erforderlicher Mindestwert genannt wird (ANDRESEN et al., 1987).

Im April 1978 war noch ein Restvolumen ( $= V_{\min}$ ) auf der 1,7 km langen Aufmaßstrecke von rd. 200 000 m<sup>3</sup> vorhanden.

Mit der dritten Vorspülung (1984) wurde aufgrund der Erfahrungen mit den Vorspülungen 1972 und 1978 eine Kombination beider Verfahren gewählt; in Form von hohen Depots unmittelbar an den Uferbefestigungen wurden von FÜHRBÖTER (1984 a) drei Höfte in Form einer Girlande (Abb. 29) vorgeschlagen. Die Ausführungsplanung zeigt Abb. 24 und 25, einen Eindruck von der laufenden Ausführung vermittelt Abb. 30.

Diese Vorspülung weist die höchste Halbwertszeit mit  $T_h = 4,3$  Jahren auf; allerdings war mit einer gesamten Verweilzeit von 111 Stunden mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm hier auch die geringste Wellenbelastung vorhanden; es ist der

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{111}{6} = 18,5 \text{ Stunden}$$

Die Vorspüllänge betrug hier 1,5 km, die Auswertelänge 1,9 km.

Mit  $d_{50} = 0,35$  mm (ALW HUSUM) wies die Vorspülung von 1984 einen Medianwert auf, der gerade der erforderlichen Größe nach ANDRESEN et al. (1987) entspricht.

## 5.2 Vorspülung vor Rantum (1987)

Aufgrund der Vorgaben im Fachplan „Küstenschutz Sylt“ (ALW Husum, 1985) wurde das Regelprofil in Abb. 31 erstmalig vor Rantum (1987) ausgeführt.

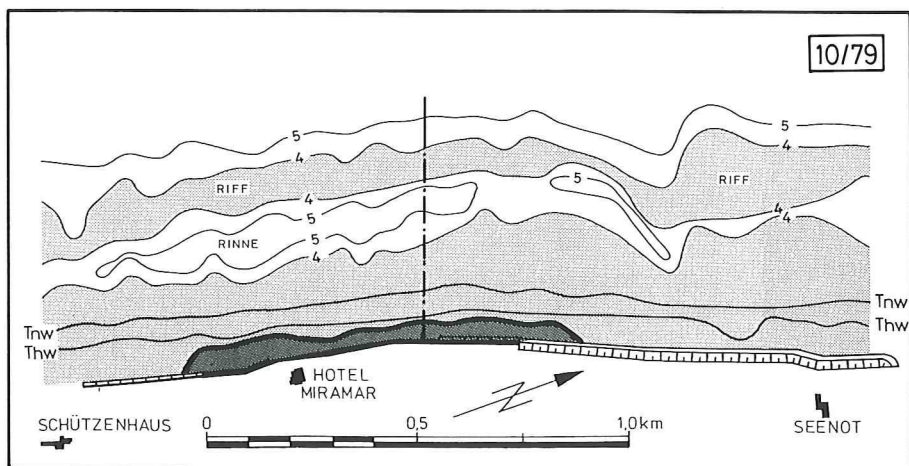
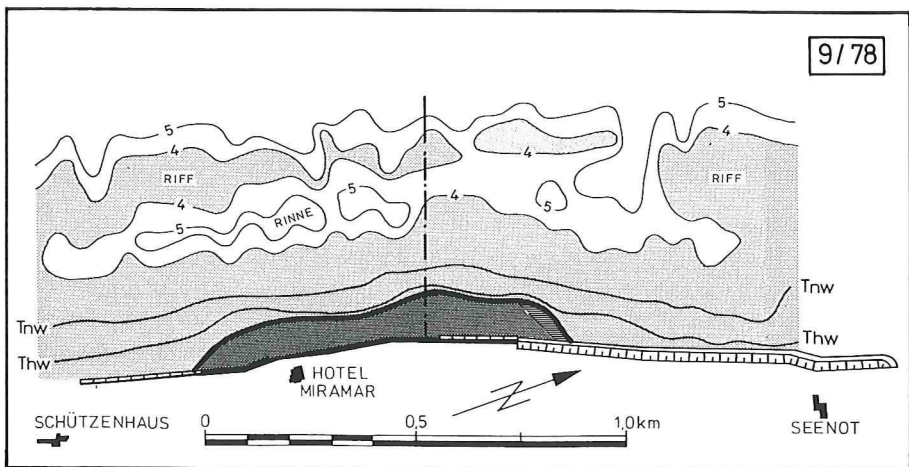
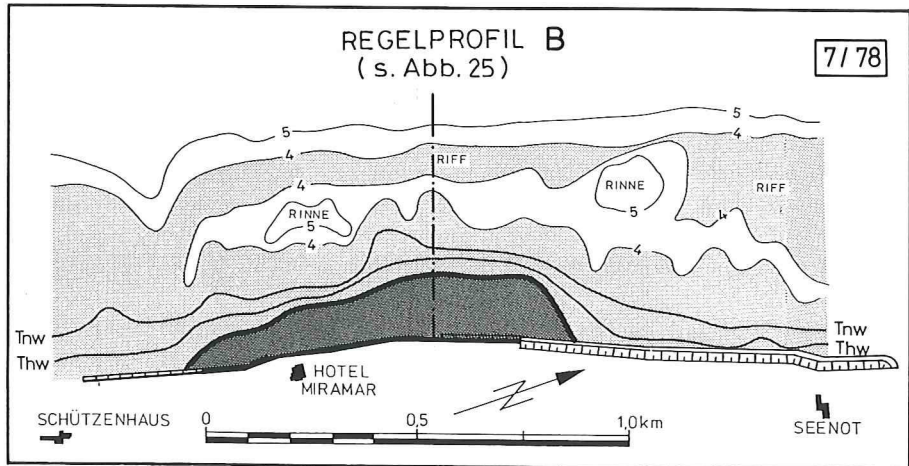


Abb. 27: Sandvorspülung 1978 vor Westerland: Umbildung des Vorspülkörpers in den Jahren 1978 und 1979 (aus ANDRESEN et al., 1987)





Abb.28: Sandvorspülung 1978 vor Westerland: Kliffbildung an dem Vorspülkörper (Foto DETTE, September 1978)

Entsprechend der Darstellung für die gesamte Westküste (Abb.23) zeigt Abb.32 den Strandabschnitt (Profil 8 S bis 16 S) der Vorspülung vor Rantum (1987) mit der Lage von Wasserwechselzone, trockenem Strandbereich und Dünenfuß (Aufmaße zwischen 4/87 und 6/90).

Es handelte sich um eine Depotvorspülung mit einer nahezu horizontalen Oberfläche von NN +5,0 m, die im Bereich der Tidehochwasserlinie steil (Neigung etwa 1:10) zum Unterwasserstrand abfällt. Aus Abb.32 geht hervor, wie in den Jahren von 1987 bis 1989 eine

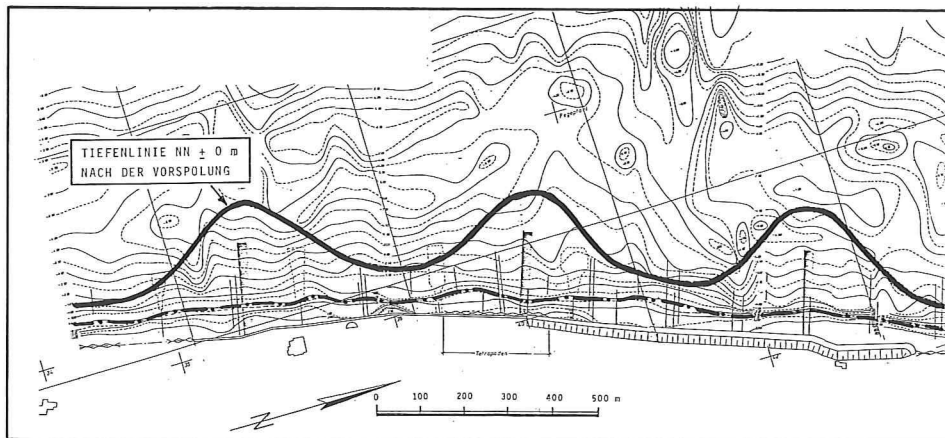


Abb.29: Sandvorspülung 1984 vor Westerland: Vorschlag für eine Vorspülung in Girlandenform (aus FÜHRBÖTER, 1984 a)





Abb. 30: Sandvorspülung 1984 vor Westerland: Luftbild der Vorspülarbeiten 1984 (Quelle: ALW HUSUM)

allmähliche Umbildung des Depots erfolgte, wobei die stärksten Abbrüche an den Flanken zu verzeichnen sind. Das Aufmaß von November 1988 läßt das Depot noch als einen höftartigen Vorsprung erkennen. Besonders aufschlußreich sind die Veränderungen zwischen September 1989 und Juni 1990; war 1989 eine schmale Wasserwechselzone zusammen mit einem ebenfalls schmalen trockenen Strand vorhanden, so tritt infolge der starken Abbrüche an der Düne und am Depot bei den Januar- und Februarfluten 1990 eine Verbreiterung sowohl des trockenen Strandes als auch der Wasserwechselzone auf (Küstenquertransport, vgl. Abschnitt 3).

Diese Vorspülung wurde auf einer Länge von 3,0 km durchgeführt. Es ergab sich hier eine Halbwertszeit von 3,1 Jahren; in den Jahren 1987 und 1990 betrug die Gesamtzahl der Stunden mit Wasserständen von NN > 200 cm 89 Stunden, was einem

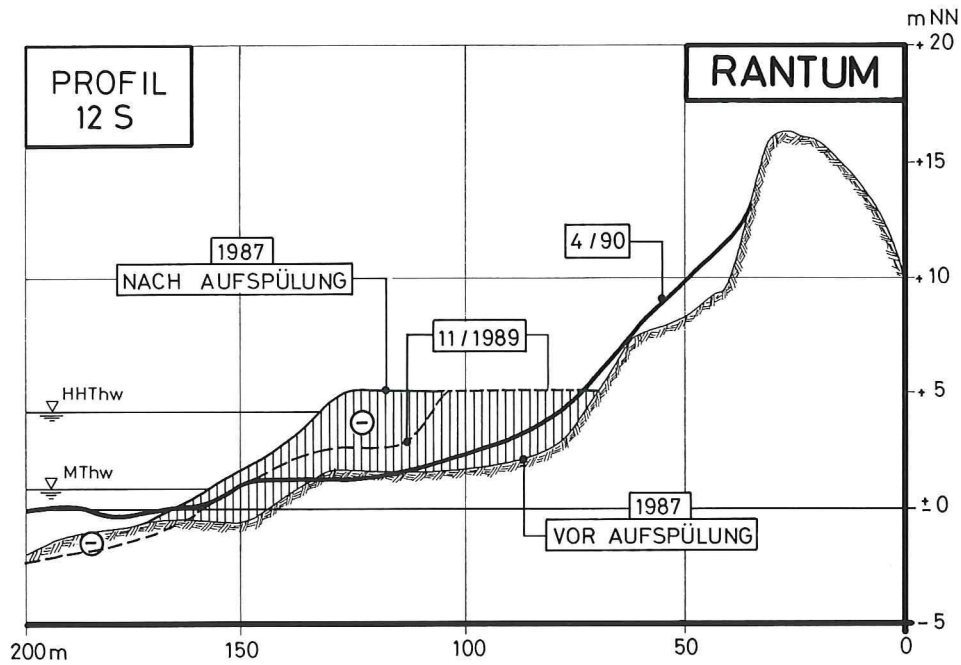


Abb. 31: Strandvorspülung 1987 vor Rantum: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

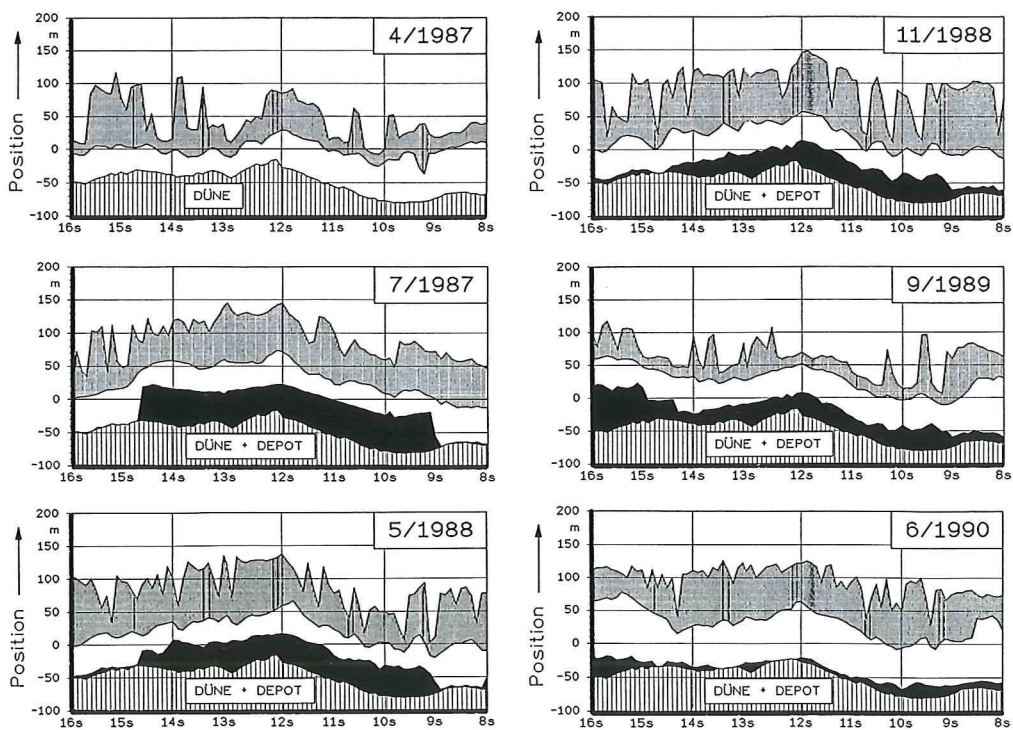


Abb.32: Strandvorspülung 1987 vor Rantum: Strand- und Dünenentwicklung von April 1987 bis Juni 1990

Jahresmittelwert von  $\frac{89}{3} = 29,7$  Stunden

entspricht. Zu erwähnen ist hier, daß der Mediandurchmesser  $d_{50}$  des aufgespülten Materials mit  $d_{50} = 0,33$  mm etwas unter dem Medianwert  $d_{50} = 0,35$  mm liegt, der nach ANDRESEN et al. (1987) für Vorspülungen vor Sylt anzustreben ist. Eine frühere Vorspülung vor Rantum (1984) wies mit  $d_{50} = 0,20$  mm sogar einen noch wesentlich geringeren Wert auf; der schnelle Abbruch dieser Vorspülung ist mit Sicherheit auf dieses zu feine Material zurückzuführen (ANDRESEN et al., 1987).

### 5.3 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)

Hier sind auf Abb. 33 die Strandlinien für die Vorspülung von 1983, auf Abb. 34 die für die Vorspülung von 1986 dargestellt; das Regelpprofil der Aufspülung von 1986 (Abb. 35) zeigt auch hier ein hohes Depot mit einer Höhe von NN +5,0 m mit einem steilen Strandprofil an der MThw-Linie. Eine quantitative Auswertung der Vorspülung von 1983 ist nicht möglich, weil hier Störungen aus dem Nachbarbereich auftraten (vgl. DETTE u. GÄRTNER, 1987). Die Auswertung der Vorspülung von 1986 ergibt eine Halbwertszeit von 5,1 Jahren, die Aufspül-länge betrug hier 3,4 km, die Auswertelänge jedoch nur 1,0 km. Auffällig sind bei allen Strandlinien (vgl. Abb. 33 und 34) die geringen Änderungen im Bereich zwischen den Profilen

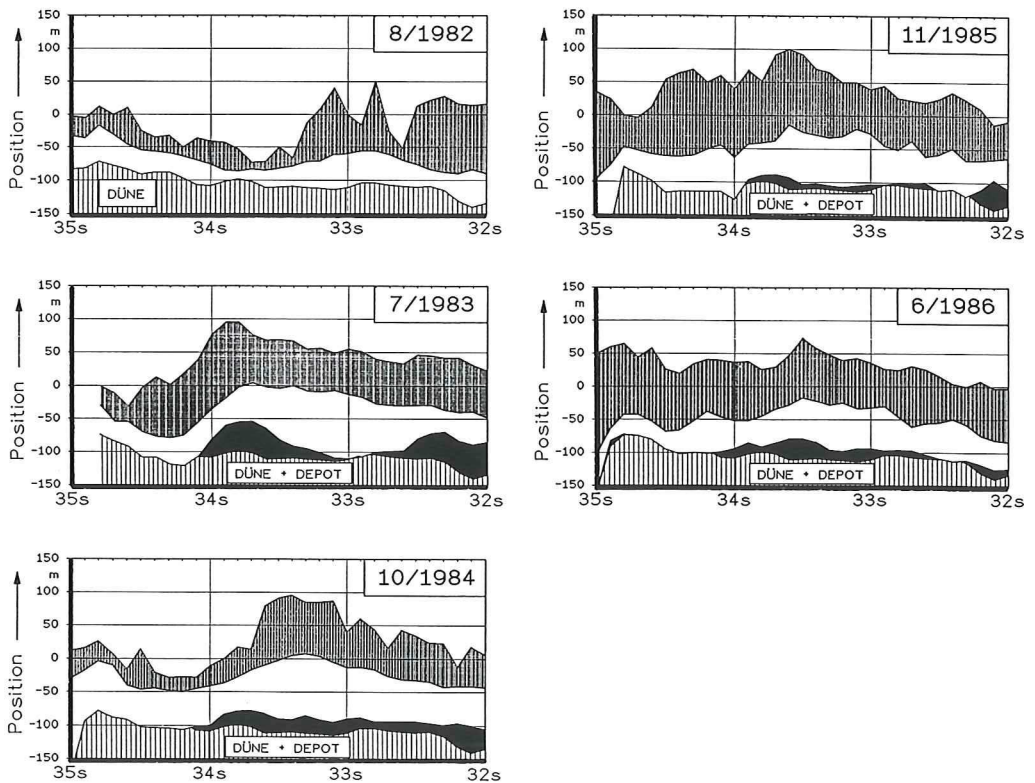


Abb. 33: Strandvorspülung 1983 vor Hörnum: Strand- und Dünenentwicklung von August 1983 bis Juni 1986



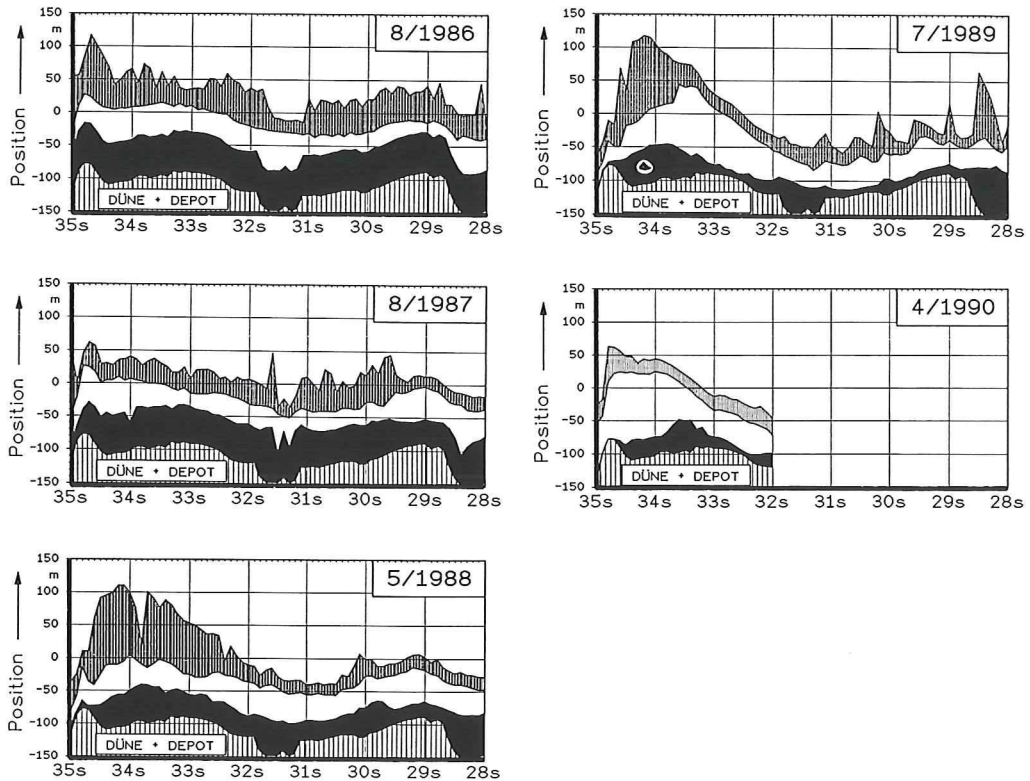


Abb. 34: Strandvorspülung 1986 vor Hörnum: Strand und Dünenentwicklung von August 1986 bis April 1990

33 S und 35 S; dies ist eine Wirkung der Tetrapodenbuhne bei Profil 35 S, die bei der in diesem Bereich vorwiegend südlich gerichteten Transportrichtung (vgl. Abb. 15) Anlandungen im Luvbereich begünstigen. Hiermit könnte die relativ große Halbwertszeit in Verbindung gebracht werden; dieser Vorteil wirkt sich allerdings zuungunsten der Hörnum-Odde aus.

Die Verweilzeiten der Wasserstände oberhalb des Horizontes NN +200 cm betrugen hier in den Jahren von 1986 bis 1990 89 Stunden; das ergibt einen

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{89}{4} = 22,2 \text{ Stunden}$$

Mit  $d_{50} = 0,40 \text{ mm}$  liegt der Medianwert der Vorspülung von 1986 etwas über dem erforderlichen Wert von  $0,35 \text{ mm}$  nach ANDRESEN et al. (1987).

#### 5.4 Vorspülung vor Kampen (1985)

Die Strandlinie vor Kampen zeigt Abb. 36, Abb. 37 das zugehörige Regelprofil; hier handelt es sich um ein sehr hohes Depot, dessen Höhe auf etwa 40 m Breite von NN +8,0 m auf etwa NN +7,0 m abfällt; auch hier war im Bereich der MThw-Linie ein steiler Strand vorhanden (Abb. 37). Abb. 38 zeigt, welche Veränderungen an diesem hohen Depot eine



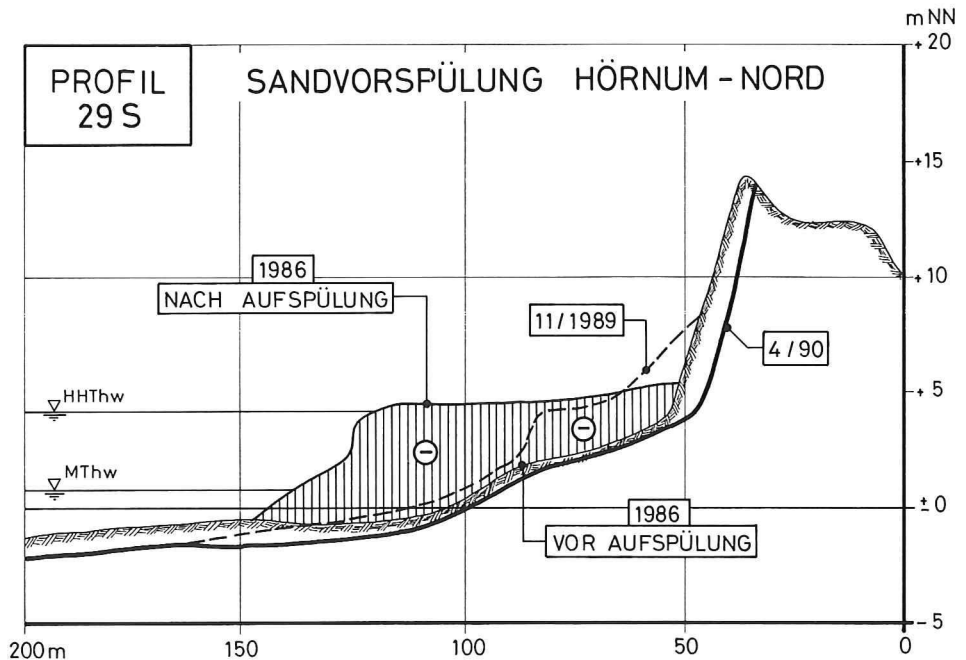


Abb. 35: Strandvorspülung 1986 vor Hörnum: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

einige Sturmflut (6. 11. 1985) erzeugen konnte; der Rückgang des hohen Depots geht aus Abb. 36 hervor. Hier waren es besonders die Sturmfluten Anfang 1990, die zu einem völligen Abbau des Depots und einem anschließenden Kliffabbruch führten. Die Korndurchmesser  $d_{50}$  dieser Vorspülung lagen mit Werten zwischen  $d_{50} = 0,47$  mm und  $d_{50} = 0,64$  mm (Mittelwert 0,535 mm nach ALW HUSUM) relativ hoch. Ob für die Halbwertszeit ( $T_h = 5,4$  Jahre) auch die Höhe des Depots (NN +8 m) eine Rolle gespielt hat, ist zweifelhaft; die Erfahrung hat bisher immer gezeigt, daß der Dünenrückgang völlig unabhängig von der Dünenhöhe ist; nach Sturmfluten stellt sich der Fuß der Abbruchböschung als eine nahezu gerade Linie ein, nur die obere Abbruchkante folgt der Morphologie der Dünenkette. Die Vorspüllänge betrug 4,7 km, die Auswertelänge aber nur 1,5 km. In den Jahren 1985 bis 1990 betrugen die Verweilzeiten von Wasserständen NN > 220 cm = 105 Stunden, was einen

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{105}{5} = 21,0 \text{ Stunden}$$

bedeutet. Aufgrund der hohen Abbrüche im November 1985 (Abb. 40) kurz nach Beendigung der Vorspülung wurde die ursprüngliche Geometrie des Depots modifiziert. Zugunsten einer Verlängerung des Depots von 40 m auf 60 m wurde dies in der Höhe auf NN +5 m vermindert (Abb. 31); dadurch wurde das Vorspülvolumen beibehalten.

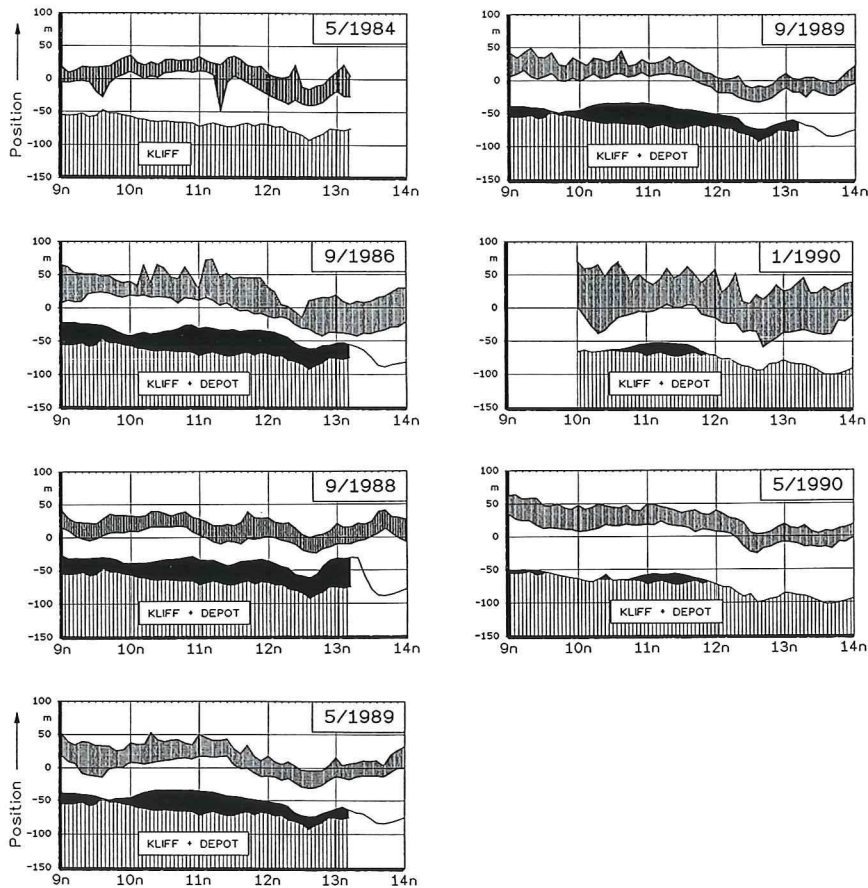


Abb. 36: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Strand- und Dünenentwicklung von Mai 1984 bis Mai 1990

## 6. Analyse und Bewertung der Sandvorspülungen vor Sylt

### 6.1 Anmerkungen zur Vorspülmenge, Halbwertszeit und Wiederholungsintervall

In einer theoretischen Untersuchung hat FÜHRBÖTER (1991) nachgewiesen, daß sich der Abbau einer Sandvorspülung nach einem Exponentialgesetz vollzieht, das durch eine Halbwertszeit ausgedrückt werden kann. Voraussetzung hierzu war die Annahme einer in langfristiger Betrachtung annähernd konstanten Wellenenergie an der Küste, diese trifft z. B. für die Westküste von Sylt zu (vgl. Abschnitt 3). Aufgrund des Abbaus nach dem Exponentialgesetz konnte FÜHRBÖTER (1991) dann für praktische Belange aufzeigen, daß der langfristige Gesamtbedarf an Vorspülmengen (z. B. über 20 Jahre und mehr) am geringsten ist, wenn die Methode möglichst kurzer Wiederholungsintervalle mit entsprechenden Vorspülmengen angewandt wird. Bei einer derartigen Vorgehensweise ist der Grundsatz anzuwenden, daß jeweils nur das für den Schutz eines Bauwerkes oder eines natürlichen Küstenabschnittes (Düne, Kliff) erforderliche Minimalvolumen  $V_{\min}$ , das dem natürlichen Strandprofil ent-

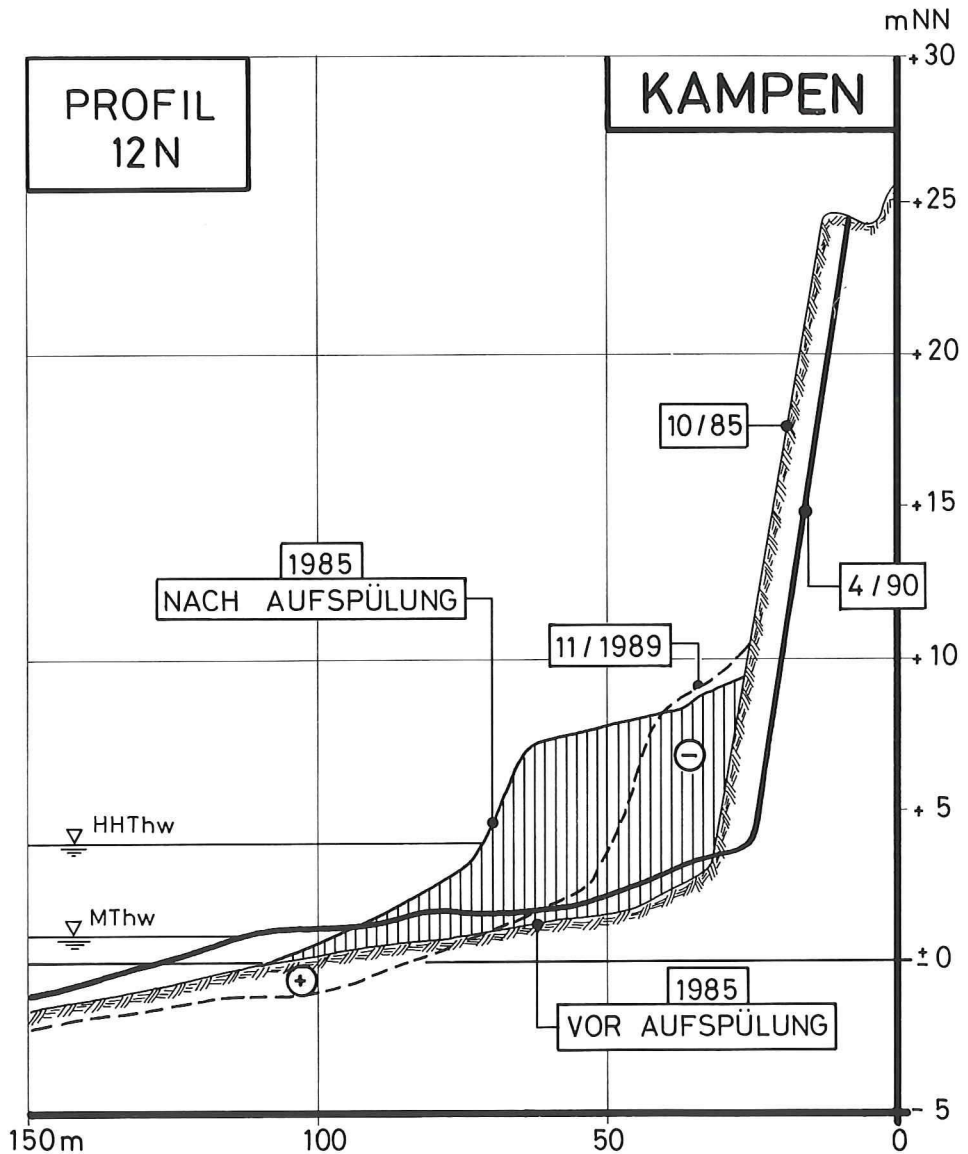


Abb. 37: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

spricht, vorgehalten wird; eine Wiederholungsvorspülung wird nötig, wenn  $V(t) = V_{\min}$  (Abb. 39) wird. Wie Abb. 40 veranschaulicht, kann das Minimalvolumen sowohl durch häufigere Wiederholungen mit kleineren Vorspülmengen (oben) als auch durch Vorspülungen in größeren Abständen mit größeren Mengen erreicht werden.

Einschränkend wurde von FÜHRBÖTER (1991) in diesem Zusammenhang aufgezeigt, daß unter bestimmten Umständen Abweichungen vom Exponentialgesetz bei der Anwendung auf praktische Belange auftreten, die sich auf die notwendigen Wiederkehrintervalle auswirken.

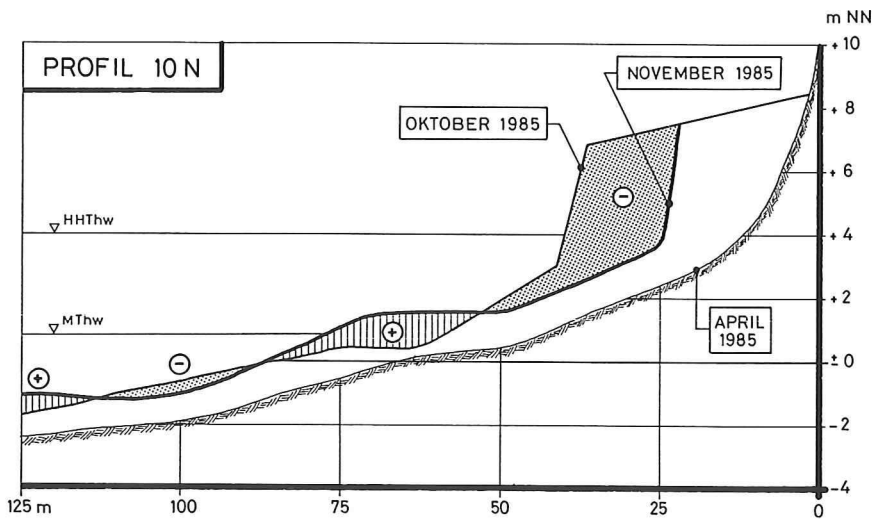
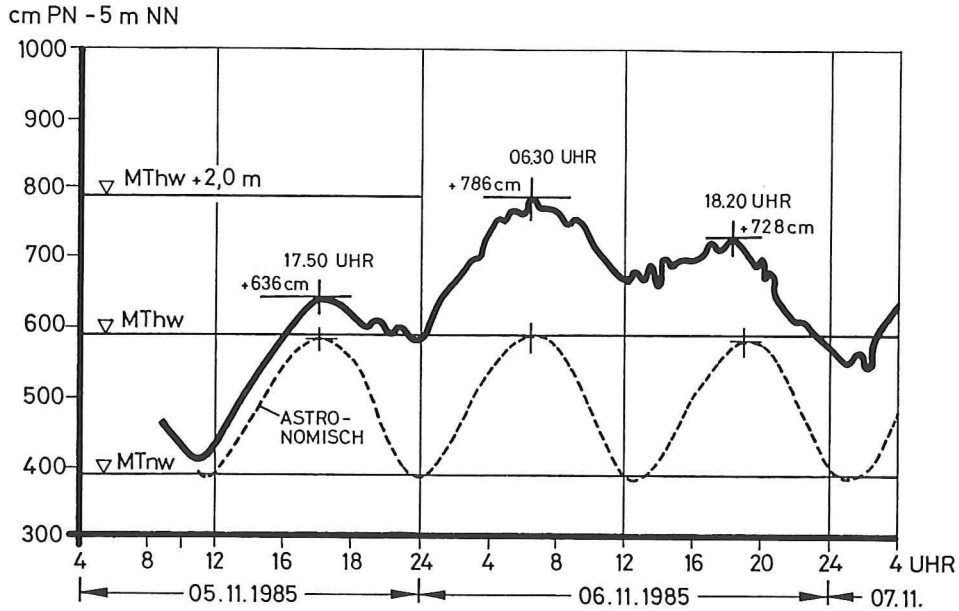


Abb. 38: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Abbruch durch die Sturmfluten vom 6. November 1985 (Profil 10 N)

Im negativen Sinne sind dies Reflexionen z. B. vor einer Ufermauer oder die Bildung eines Kliffs bei zu hoch aufgespültem Depot.

Auf der anderen Seite kann im positiven Sinne auch bei gleichem Einbauvolumen durch geeignete Vorgehensweise eine Verlängerung des Wiederholungsintervalles erreicht werden. Eine solche Baumaßnahme stellt z. B. die Anlage eines Depots (Abb. 41) unmittelbar vor der zu schützenden Küstenlinie dar (Düne, Kliff) (vgl. FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM, 1985). Wenn der Fuß eines Depots in einer solchen Höhe angelegt wird, daß ein Abbruch dieses



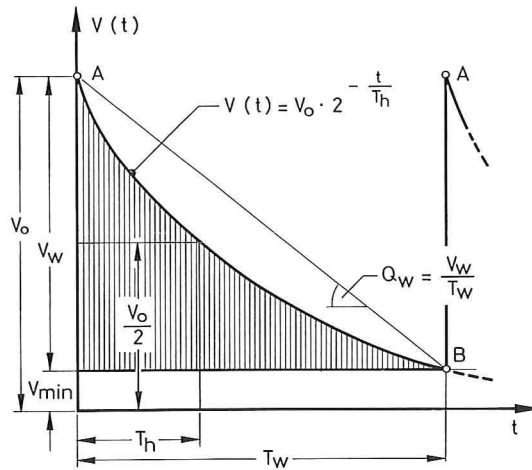


Abb.39: Zeitliches Verhalten einer Vorspülung nach dem Exponentialgesetz mit  $V_0$  = Bezugsvolumen,  $V_w$  = Vorspülvolumen,  $T_h$  = Halbwertszeit (= konstant, wenn Wellenenergie konstant) und  $T_w$  = Wiederholungsintervall (FÜHRBÖTER, 1991)

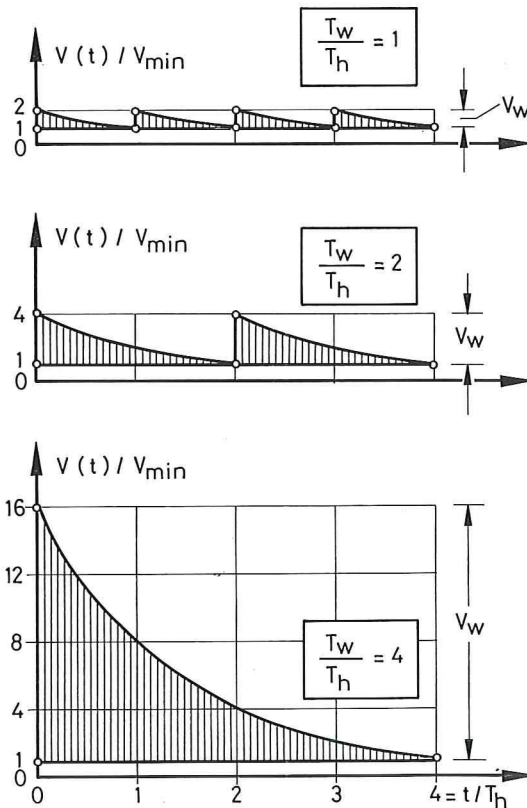


Abb.40: Zeitliches Verhalten von Wiederholungsspülungen mit verschiedenen Wiederholungsintervallen  $T_w/T_h$  (FÜHRBÖTER, 1991)

Depots nur bei höheren Sturmfluten eintreten kann, so wirken diese Abbruchmassen wie zusätzliche Wiederholungsvorspülungen und ergänzen die Vorspülmenge  $V_w$ , die unmittelbar auf den Strand aufgebracht wurde. Wie Abb. 41 schematisch zeigt, wird auf diese Art eine Verlängerung dieses Wiederholungsintervalles  $T_w$  gegenüber dem Fall erreicht, daß das Depotvolumen  $V_d$  zusammen mit der Spülmenge  $V_w$  auf den Strand aufgebracht wird (gestrichelte Linie auf Abb. 41). Besonders vorteilhaft wirkt sich dabei aus, daß diese Abbruchmasse aus dem Depot gerade zu den Zeitpunkten dem Strand zugute kommen, wo mit hohen Wellenenergien besonders hohe Verlustraten verbunden sind. Mit der Verlängerung des Wiederholungsintervalles wird hier eine Verringerung des mittleren Massenbedarfes erzeugt, weil die Depotabbrüche während des Wiederkehrintervalles wie kurzfristige Wiederholungsvorspülungen wirken.

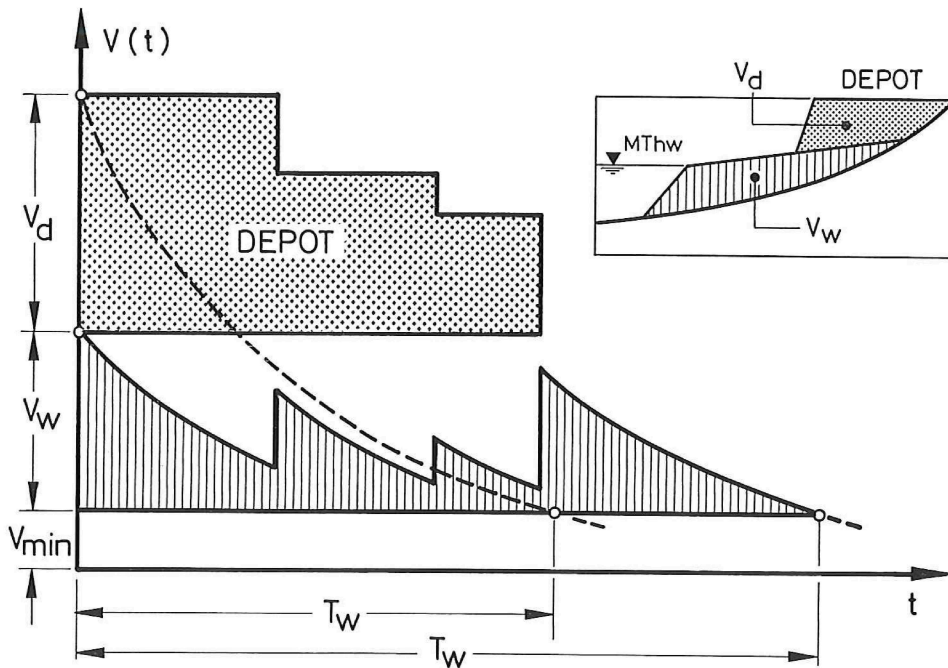


Abb. 41: Verlängerung des Wiederholungsintervalles  $T_w$  durch Anlage eines Depots (schematisch)

Aufgrund der hier zusammengefaßten theoretischen Vorüberlegungen von FÜHRBÖTER (1991) werden nachfolgend die in Abschnitt 5 beschriebenen Sandvorspülungen u. a. im Hinblick auf Halbwertzeiten, Wiederholungsintervallen und möglichen Vorspüloptimierungen einer Bewertung unterzogen.

## 6.2 Halbwertzeiten der Vorspülungen vor Westerland und Betrachtungen zu künftigen Wiederholungsintervallen

Für die drei Vorspülungen vor Westerland wurde die zeitliche Entwicklung der Massen (oberhalb NN -4 m) dieser Vorspülungen bis zum letzten Aufmaß von 1990 (nach ANDRESEN et al., 1988, ergänzt von TILLMANN, 1990) für eine Auswertelänge von 1,7 km ausgewertet

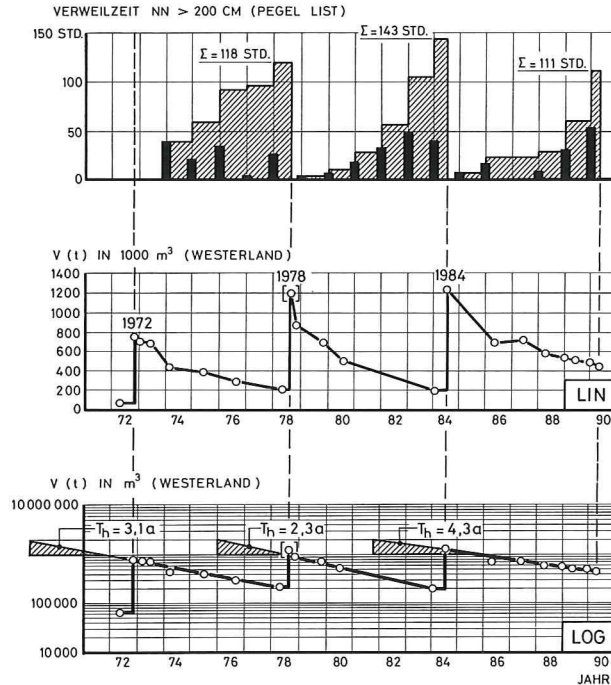


Abb. 42: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): oben: Verweilzeiten am Pegel List > NN +2,0 m, unten: Massen als  $V(t)$  in linearer Auftragung

und sowohl in linearer (= LIN) als auch in einfachlogarithmischer (= LOG) Darstellung (Abb.42, Mitte und unten) zusammen mit den jährlichen Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm am Pegel List (Abb.42, oben) aufgetragen. Es geht hieraus hervor, daß der Abbau der Vorspülvolumina weitgehend dem Exponentialgesetz nach Gleichung (FÜHRBÖTER, 1991)

$$V(t) = V_0 \cdot 2^{-t/T_h} \quad (8)$$

entspricht; dies drückt sich dadurch aus, daß bei allen Vorspülungen die Meßpunkte in den einfachlogarithmischen Auftragungen durch Geraden genähert werden können. Abweichungen können damit erklärt werden, daß die Forderung einer zeitlich konstanten Wellenenergie nicht streng erfüllt ist.

In Tafel 3 sind die wichtigsten Daten der Vorspülungen 1972, 1978 und 1984 zusammengestellt.

Es geht aus Tafel 3 hervor, daß die erste Vorspülung (1972) in den Jahren von 1972 bis 1978 eine Summe der Verweilzeiten von 118 Std. aufweist; die höchsten Belastungen traten bei

Tafel 3. Vorspülungen vor Westerland (Übersicht)

Vorspülung (Jahr)	Beobachtungs- zeit	Vorspül- menge	Vorspül- länge	Verweilzeit > NN + 2,0 m	Halbwertszeit $T_h$
1972	6 Jahre	1,0 Mio $m^3$	0,9 km	118 Std.	3,1 Jahre
1978	6 Jahre	1,0 Mio $m^3$	1,0 km	143 Std.	2,3 Jahre
1984	6 Jahre	1.0 Mio $m^3$	1,5 km	111 Std.	4,3 Jahre

der Sturmflutserie im Herbst 1973 und bei den Januarfluten 1976 ein. Die zweite Vorspülung (1978) weist mit 143 Std. zwischen 1978 und 1984 die größte Summe der Verweilzeiten auf; hier wurden die höchsten Belastungen durch den sturmflutreichen Winter 1982/83 und durch die Sturmflut vom 24. 11. 1981 mit dem HHThw am Pegel List erzeugt. Die dritte Vorspülung (1984) zeigt in der Zeit von 1984 bis Mitte 1990 eine Summe der Verweilzeiten von 110 Std., die vergleichbar mit der Summe der Verweilzeiten der ersten Vorspülung (118 Std.) ist; hier treten die höchsten Belastungen erst im Frühjahr 1990 ein. Obwohl hier mit rd. 53 Std. der bisherige Größtwert der Verweilzeiten erreicht wurde, zeigt die Massenentwicklung als Funktion der Zeit ( $V(t)$ ) in linearer Darstellung (Abb. 42, Mitte) keine auffällige Unstetigkeit anhand der Punktfolge. Bereits die Anordnung der einzelnen Punkte in logarithmischer Darstellung läßt erkennen, daß sie nahezu auf einer Geraden angeordnet sind. Durch diese Punkte wurden nach der Methode der kleinsten Quadrate Ausgleichsgeraden gelegt; bei der Vorspülung von 1978 wurde allerdings der erste Punkt unmittelbar nach der Vorspülung ausgelassen, weil bei dieser Vorspülung der Effekt einer Kliffbildung (Abb. 28) auftrat, die bereits in den ersten zwei Monaten zu einem Massenverlust von rd. 350 000 m<sup>3</sup> führte. Dieser hohe Massenverlust fand statt, obwohl in diesen zwei Monaten keine nennenswerte Sturmfluttätigkeit vorlag.

Mit Hilfe der Ausgleichsgeraden nach Abb. 42 (unten) können zu den einzelnen Vorspülungen die Halbwertzeiten  $T_h$  bestimmt werden; sie betrugen  $T_h = 3,1$  Jahre für die Vorspülung von 1972,  $T_h = 2,3$  Jahre für die Vorspülung von 1978 und  $T_h = 4,3$  Jahre für die Vorspülung von 1984. Aus Abb. 42 geht hervor, daß zwischen den Halbwert- und den Verweilzeiten ein reziprokes Verhältnis besteht, wie es nach den Wellenenergien zu erwarten ist.

Der Mittelwert der drei Summen der Verweilzeiten beträgt 124,0 Std.; es könnten in Art einer ‚Beschickung‘ die gemessenen Halbwertzeiten auf diesen Mittelwert umgerechnet werden, indem die jeweilige Summe der Verweilzeiten auf die mittlere Summe von 124,0 Std. bezogen wird; es ergeben sich dann neue Halbwertzeiten  $\bar{T}_h$  wie folgt:

$$1972: \bar{T}_h = 3,1 \cdot \frac{118}{124,0} = 3,0 \text{ Jahre}$$

$$1978: \bar{T}_h = 2,3 \cdot \frac{143}{124,0} = 2,7 \text{ Jahre}$$

$$1984: \bar{T}_h = 4,3 \cdot \frac{111}{124,0} = 3,8 \text{ Jahre}$$

Der vorherige Wertevorrat zwischen  $T_h = 2,3$  Jahre und 4,3 Jahre (Differenz 2,0 Jahre) wird dadurch eingeeengt; die Differenz zwischen der kleinsten ( $T_h = 2,7$  Jahre) und der größten Halbwertzeit ( $T_h = 3,8$  Jahre) verringert sich auf 1,1 Jahre. Es muß aber bedacht werden (vgl. Abschnitt 3), daß die Wellenenergien nicht allein mit den hohen Sturmfluten verbunden sind; das Kollektiv von drei Werten ist außerdem zu klein, um exakte Aussagen über die Beziehung der Verweil- zu den Halbwertzeiten treffen zu können. Bei der Vorspülung von 1978 kann überdies nicht ausgeschlossen werden, daß sich die ungünstige Massenentwicklung durch die Kliffbildung auch noch nach 1978 ausgewirkt hat.

Zunächst muß also von dem Wertevorrat der Halbwertzeiten der bisherigen drei Vorspülungen zwischen  $T_h = 2,3$  Jahren und  $T_h = 4,3$  Jahren ausgegangen werden; mit einem Richtwert von drei Jahren – der eher auf der ungünstigen Seite liegt – kann also, wie Abb. 43 zeigt, der Verlauf aller drei Vorspülungen befriedigend genähert werden.

Um die Zusammenhänge zwischen dem Mehrbedarf  $Q_w$  einer Sandvorspülung gegenüber dem Mindestbedarf  $Q_{\min}$  (entsprechend dem Minimalvolumen, Abb. 40) in Abhängigkeit vom



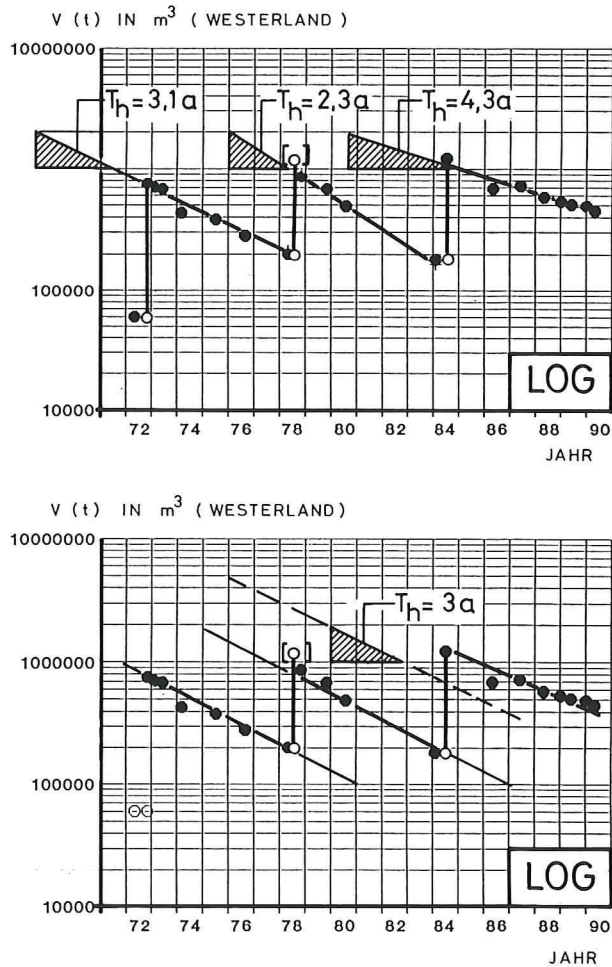


Abb. 43: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): oben: Darstellung der Halbwertzeiten  $T_h$  der einzelnen Vorspülungen, unten: Näherung durch einen Richtwert von  $T_h = 3$  Jahren

Wiederholungsintervall  $T_w$  an einem praktischen Beispiel aufzeigen zu können, bieten sich die Ergebnisse der vorliegenden Auswertungen für Westerland an. Konkret kann hier die Frage untersucht werden, in welchem Bereiche des mittleren Mehrbedarfs  $Q_w(T_w)/Q_{\min} = \alpha$ -Wert (FÜHRBÖTER, 1991) die Vorspülungen 1972, 1978 und 1984 liegen. In Tafel 4 sind daher für die Halbwertzeiten  $T_h = 2,3$  Jahre,  $T_h = 3,0$  Jahre und  $T_h = 4,3$  Jahre diese  $\alpha$ -Werte für Wiederholungsintervalle  $T_w$  von 0 bis 15 Jahren bestimmt; die Ergebnisse sind in grafischer Form auf Abb. 44 dargestellt. Daraus sowie aus Tafel 4 geht hervor, daß die Mehrbedarfs-werte zwischen  $\alpha = 1,7$  (für die Halbwertzeit  $T_h = 4,3$  Jahre) und  $\alpha = 2,8$  (für die Halbwertzeit  $T_h = 2,3$  Jahre) liegen; der Wert  $\alpha = 1$  würde wieder den Fall der kontinuierlichen Vorspülung bedeuten. Eine Verkürzung des Wiederholungsintervalles auf drei Jahre (Abb. 43) würde  $\alpha$ -Werte zwischen 1,3 und 1,6 erfordern. Dadurch ergäbe sich ein deutlich geringerer Massenbedarf. Eine Vergrößerung des Wiederholungsintervalles (Abb. 44) wäre mit einer bedeutenden Vergrößerung des Mehrbedarfs an Massen verbunden. Dieses soll an dieser Stelle nur eine Feststellung und keine Bewertung sein. Es kann aber schon hier ausgesagt werden,

Tafel 4. Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): Mittlerer Mehrbedarf  $\alpha$  in Abhängigkeit von den Wiederholungsintervallen  $T_w$  bei verschiedenen Halbwertszeiten  $T_h$

Wiederholungsintervall Jahre	Mittlerer Mehrbedarf $\alpha$ in Abhängigkeit von der Halbwertszeit (Jahre)		
	$T_h = 2,3 \text{ a}$	$T_h = 3,0 \text{ a}$	$T_h = 4,3 \text{ a}$
0	1	1	1
1	1.167	1.125	1.085
2	1.372	1.271	1.180
3	1.626	1.443	1.286
4	1.940	1.645	1.405
5	2.331	1.883	1.537
6	2.820	2.164	1.686
7	3.434	2.498	1.853
8	4.208	2.894	2.040
9	5.185	3.366	2.251
10	6.425	3.930	2.489
11	8.001	4.603	2.758
12	10.011	5.410	3.060
13	12.581	6.379	3.402
14	15.874	7.543	3.790
15	20.105	8.945	4.228

daß ein Wiederkehrintervall von sechs Jahren durchaus sinnvolle Werte auch für den Mehrbedarf liefert.

Dies geht auch aus der Berechnung der Vorspülmengen hervor, die auf Tafel 5 ebenfalls zu Wiederholungsintervallen von 0 bis 15 Jahren für Mindestvolumina von  $V_{\min} = 100\,000 \text{ m}^3$

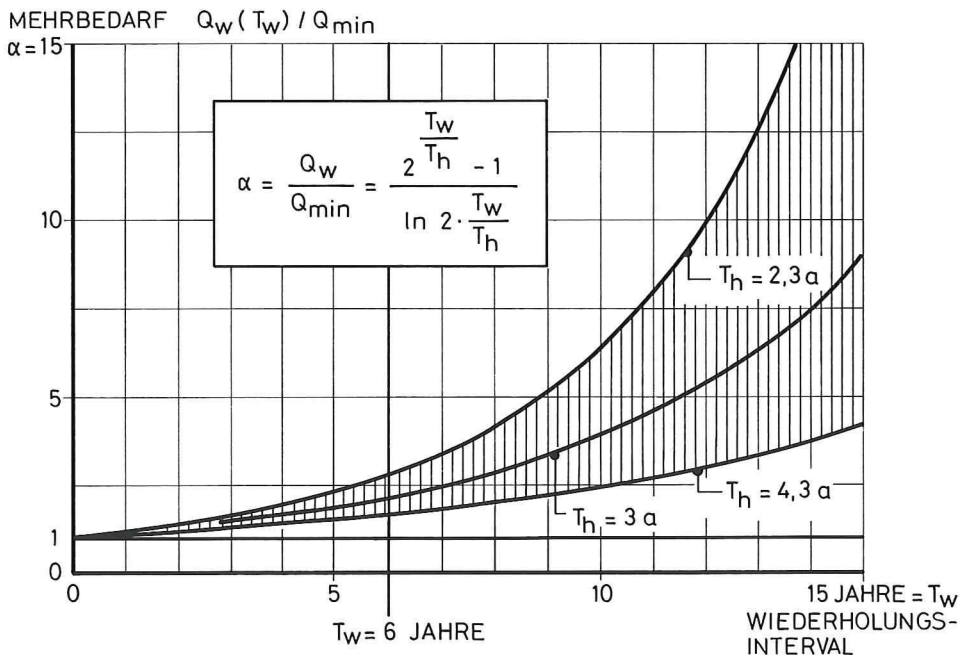


Abb. 44: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): Mittlerer Mehrbedarf  $\alpha$  als Funktion des Wiederholungsintervalles  $T_w$  bei verschiedenen Halbwertszeiten  $T_h$

Tafel 5. Vorspülungen vor Westerland (Halbwertszeit  $T_h = 3$  Jahre): Zunahme der Vorspülmengen  $V_w$  in Abhängigkeit vom Wiederholungsintervall  $T_w$  (für  $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$  und  $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ )

$T_w$	$V_w = V_{\min} (2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1)$	
	$V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$	$V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$
0	0	0
1	26 000	52 000
2	59 000	118 000
3	100 000	200 000
4	152 000	304 000
5	217 000	434 000
6	300 000	600 000
7	404 000	808 000
8	535 000	1 070 000
9	700 000	1 400 000
10	908 000	1 816 000
11	1 117 000	2 334 000
12	1 500 000	3 000 000
13	1 916 000	3 832 000
14	2 440 000	4 880 000
15	3 100 000	6 200 000

und  $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$  ermittelt wurden und deren Ergebnisse auf Abb. 45 grafisch dargestellt sind; bei dieser Berechnung wurde eine mittlere Halbwertszeit von  $T_h = 3$  Jahren gemäß Abb. 43 verwendet.

Wie aus Abb. 42 hervorgeht, waren bei den Wiederholungsvorspülungen vor 1978 und 1984 jeweils noch Minimalvolumina von rd.  $200\,000\text{ m}^3$  vorhanden; nur vor der ersten Vorspülung von 1972 war ein wesentlich kleineres Volumen (um  $50\,000\text{ m}^3$  nach Abb. 42) vorhanden. Es kann nun die weitere Frage gestellt werden, wie sich die Wiederholungsintervalle und die zugehörigen Vorspülmengen verändern, wenn eine Wiederholungsvorspülung nicht wie bisher schon bei einem Minimalvolumen von  $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ , sondern erst zum Zeitpunkt eines Minimalvolumens von nur  $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$  durchgeführt würde. Die Ergebnisse in Tafel 5 und die Auftragungen auf Abb. 45 zeigen, daß mit der „Herabsetzung“ des Minimal- oder Restvolumens eine erhebliche Verringerung der Vorspülmengen (auf die Hälfte) erreicht werden kann. Unabhängig von diesem Ergebnis wäre für die praktische Anwendung vorab zu klären, ob ein Restvolumen von  $100\,000\text{ m}^3$  als ausreichend für die Uferschutzwerke vor Westerland angesehen werden kann.

Abb. 46 zeigt schematisch, wie sich gegenüber der bisherigen Restmenge von  $200\,000\text{ m}^3$  in einem Zeitraum von 18 Jahren die Vorspülmengen bei einer Restmenge von  $100\,000\text{ m}^3$  ändern würden. Bei dem bisherigen Restvolumen von  $200\,000\text{ m}^3$  sind in den 18 Jahren drei Wiederholungsvorspülungen mit je  $V_w = 600\,000\text{ m}^3$ , in der Gesamtzeit von 18 Jahren also 1,8 Mio.  $\text{m}^3$  erforderlich; diese Volumina entsprechen einer konstanten Halbwertszeit  $T_h = 3$  Jahre und sind daher nicht mit den Vorspülmengen vergleichbar, die in den Jahren 1972, 1978 und 1984 tatsächlich eingespült wurden; hier war außerdem vor der ersten Vorspülung von 1972 nur ein  $V_{\min}$  von etwa  $50\,000\text{ m}^3$  vorhanden (Abb. 42). Wenn die Restmengen der Jahre 1978 und 1984 (Mindestvolumen) auf  $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$  herabgesetzt und wenn das Wiederholungsintervall von sechs Jahren beibehalten würde, dann würden sich entsprechend dem Verhältnis der Minimalvolumina die einzelnen Vorspülmengen auf  $V_w = 300\,000\text{ m}^3$  reduzie-

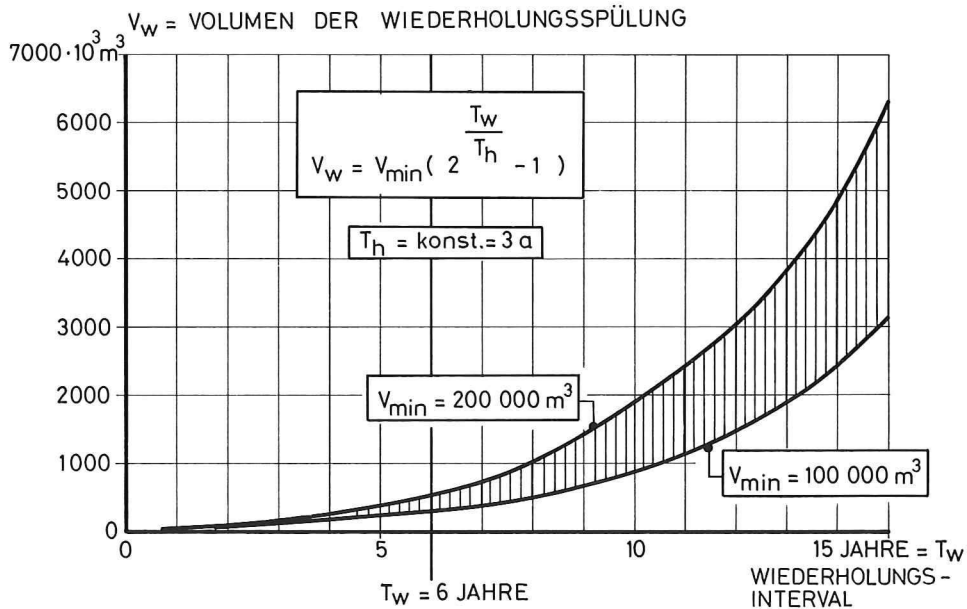


Abb. 45: Vorspülungen vor Westerland ( $T_h = 3$  Jahre): Vorspülmenge  $V_w$  als Funktion des Wiederholungsintervalles  $T_w$  (für  $V_{\min} = 100\,000 \text{ m}^3$  und  $V_{\min} = 200\,000 \text{ m}^3$ )

ren, so daß in der Gesamtzeit von 18 Jahren hier statt 1,8 Mio.  $\text{m}^3$  (Abb. 46, oben) nur die Hälfte an Massen, nämlich 0,9 Mio.  $\text{m}^3$  (Abb. 46, Mitte) benötigt werden. Es wäre aber auch möglich, das Wiederholungsintervall hinaufzusetzen; bei einem Wiederholungsintervall von neun Jahren wären nur zwei Vorspülungen mit je  $V_w = 700\,000 \text{ m}^3$  erforderlich, was einer Gesamtmasse von 1,4 Mio.  $\text{m}^3$  in 18 Jahren entspricht (Abb. 46, unten). Es zeigt sich deutlich, daß das kürzere Wiederholungsintervall von sechs Jahren auf jeden Fall die größere Massenersparnis liefert.

Wie bereits erwähnt, sollen diese Darstellungen nicht als Empfehlung gewertet werden, sondern sie können nur als Entscheidungshilfe für Optimierungsüberlegungen dienen, die nach anderen Gesichtspunkten vorgenommen werden müssen.

### 6.3 Zu den Halbwertzeiten einzelner Vorspülungen

#### 6.3.1 Vorspülung vor Rantum (1987)

Die Massenentwicklungen für die Vorspülung vor Rantum (1987) sind auf Abb. 47 und 48 dargestellt. Auf Abb. 47 sind, getrennt für die Wasserwechselzone (NN  $-1,0 \text{ m}$  bis NN  $+1,0 \text{ m}$ ) und für den trockenen Strand (NN  $+1,0 \text{ m}$  bis NN  $+5,0 \text{ m}$ ), die Volumina  $V(t)$  von 1987 bis 1990 aufgetragen. Kennzeichnend ist hier das Verhalten des Strandes in den verschiedenen Höhenstufen zwischen 1989 und 1990 (Sturmflutserien); es geht aus Abb. 47 (unten) hervor, daß hier auf dem trockenen Strand ein erheblicher Massenverlust auftritt, der aber der Wasserwechselzone zugute kommt. Werden dagegen die Gesamtvolumina oberhalb des Horizontes NN  $-1,0 \text{ m}$  betrachtet (Abb. 48, oben), so ist ein wesentlich ausgeglichener Verlauf der Funktion  $V(t)$  festzustellen. Bei dieser Vorspülung wurden Aufmaße in besonders



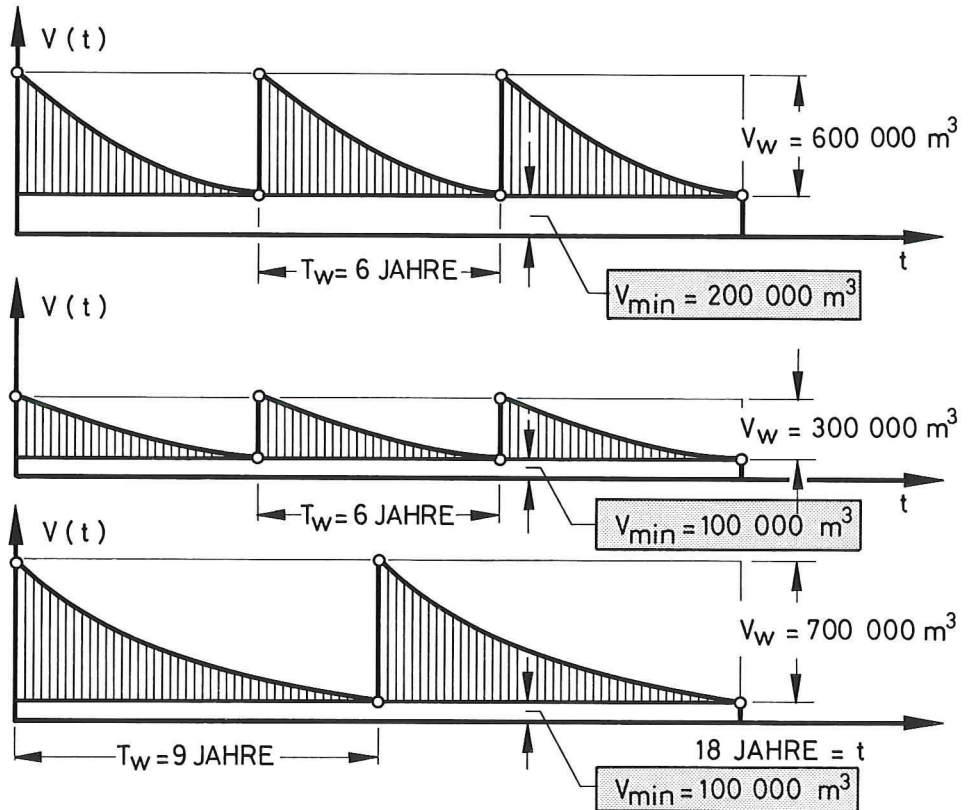


Abb. 46: Vorspülungen vor Westerland auf der Grundlage von  $T_h = 3 \text{ Jahre}$ : Beziehungen zwischen Vorspülmengen und Wiederholungsintervallen bei  $V_{\min} = 200\,000 \text{ m}^3$  und  $V_{\min} = 100\,000 \text{ m}^3$

engem Abstand durchgeführt; die insgesamt sieben Auswertungen zwischen 1987 und 1990 zeigen in der logarithmischen Auftragung (Abb. 48, unten) eine gute Übereinstimmung mit dem Exponentialgesetz, was dadurch ausgedrückt wird, daß die einzelnen Punkte unschwer durch eine Ausgleichsgerade genähert werden können, deren Steigung eine Halbwertszeit von  $T_h = 3,1 \text{ Jahren}$  ergibt. Es ist zu beachten, daß für die Gesamtmasse auch das Aufmaß von 1990 – nach den schweren Sturmflutserien von Januar und Februar 1990 – keine sichtbare Abweichung von dem Verlauf der Ausgleichsgeraden aufweist (Abb. 48, unten).

### 6.3.2 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)

Wie bei Rantum werden auch hier die Massenaufmäße getrennt in den Höhenstufen NN  $-1,0 \text{ m}$  bis NN  $+1,0 \text{ m}$  (Wasserwechselzone) und von NN  $+1,0 \text{ m}$  bis NN  $+5,0 \text{ m}$  (trockener Strand) durchgeführt (Abb. 49); auf Abb. 50 sind die Gesamtvolumina oberhalb des Horizontes  $-1,0 \text{ m}$  dargestellt. Die Vorspülung von 1983 ist ausführlich bei DETTE und GÄRTNER (1987) beschrieben; es traten nach 1984 hier im Unterwasserstrand morphologische Veränderungen auf (Bildung einer ausgeprägten Rinne), die auch zu Störungen in den Vorspülprofilen führten (vgl. Abschnitt 5.3). Dies drückt sich sowohl in den Funktionen  $V(t)$  für die

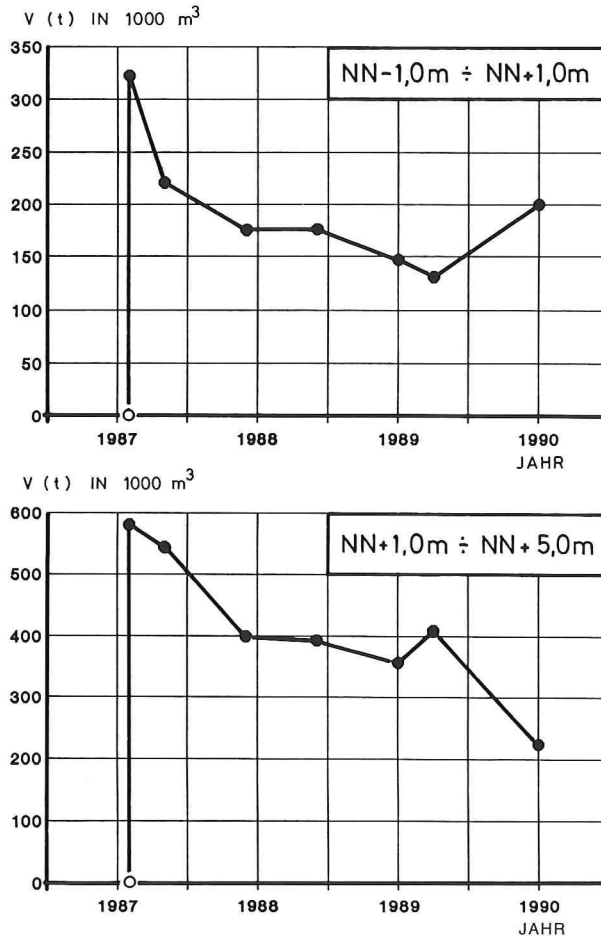


Abb.47: Vorspülung Rantum (1987): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN +1,0 m bis NN +5,0 m)

Wasserwechselzone nach 1984 (Massengewinn) als auch für den trockenen Strand (Massenverlust) aus. Auch die Summe beider Massen zeigt einen ausgesprochen untypischen Verlauf für die Jahre 1985 und 1986 (vgl. Abb. 50, oben). Die zweite Vorspülung von 1986 zeigt dagegen einen wesentlich ausgeglicheneren Verlauf mit Ausnahme der Wasserwechselzone, wo zwischen 1988 und 1989 ein starker Massengewinn festzustellen ist (Abb. 50, oben). Dieser macht sich zwar auch in den Gesamtmassen bemerkbar, insgesamt kann aber für diese Vorspülung (1986) wie bei Rantum ein Verhalten festgestellt werden, das sich gut durch das Exponentialgesetz beschreiben läßt. Die Ausgleichsgerade durch die fünf Punkte zu den Aufmessungen zwischen 1986 und 1990 ergibt hier eine Halbwertszeit von  $T_h = 5,1$  Jahren; auch hier ist für den letzten Punkt im Frühjahr 1990 – nach den Sturmfluten im Januar und Februar 1990 – keine ungewöhnliche Abweichung von der Ausgleichsgeraden festzustellen (Abb. 50, unten).

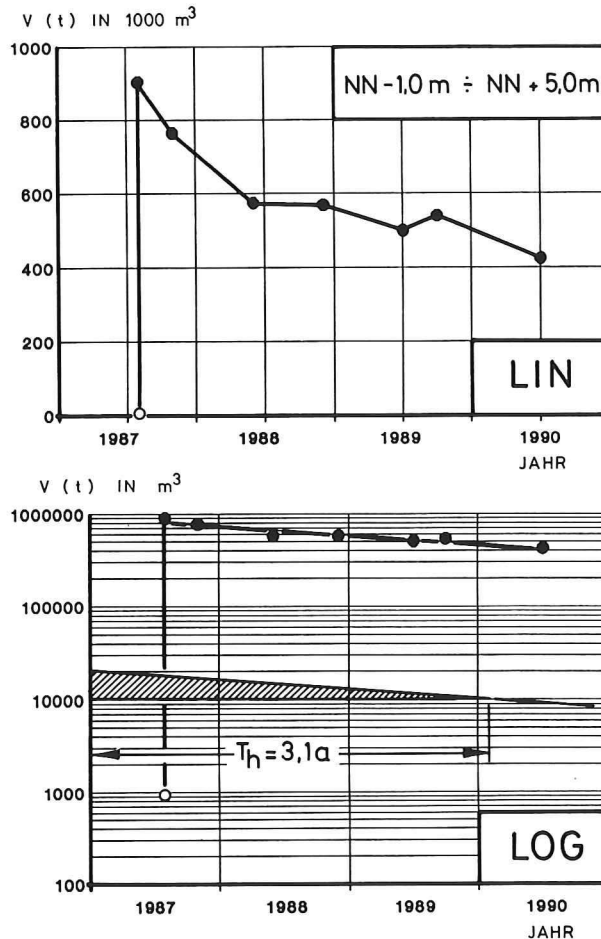


Abb. 48: Vorspülung Rantum (1987): Gesamtvolumen (NN -1,0 m bis NN +5,0 m), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung mit Halbwertszeit

### 6.3.3 Vorspülung vor Kampen (1985)

Den Verlauf der Funktion  $V(t)$  für den Wasserwechselbereich NN -1,0 m bis NN +1,0 m und für den trockenen Strand (hier von NN +1,0 m bis NN +8,0 m) ist in Abb. 51 aufgetragen; Abb. 52 zeigt in linearer und logarithmischer Darstellung die Entwicklung des Gesamtvolumens oberhalb des Horizontes NN -1,0 m von 1985 bis 1990. Hier sind besonders in der Wasserwechselzone starke Unstetigkeiten festzustellen (Abb. 51, oben); wie bei der Vorspülung vor Rantum (vgl. Abschnitt 6.3.1) ist hier aber auch nach den Sturmfluten Anfang 1990 eine starke Massenzunahme anzutreffen, die mit einer entsprechenden Massenabnahme auf dem trockenen Strand verbunden ist (Abb. 51, unten). Für den trockenen Strand ist außerdem festzustellen, daß – ähnlich wie bei der Vorspülung vor Westerland (1978) – hier in den ersten Monaten nach der Vorspülung ein sehr starker Massenverlust von rd. 100 000  $m^3$  auftritt, der offenbar durch eine Kliffbildung vor der sehr hohen Vorspülung erzeugt wurde.

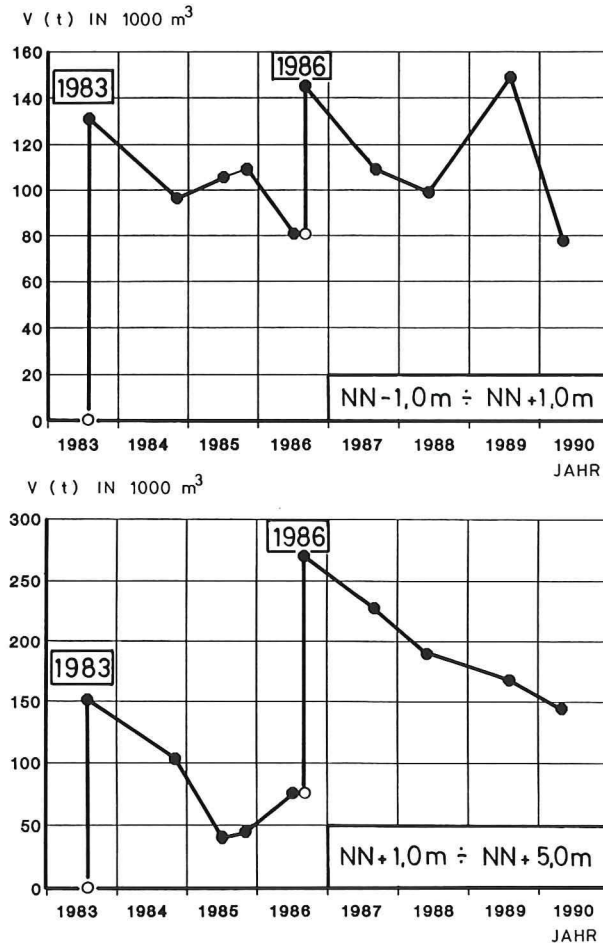


Abb.49: Vorspülungen Hörnum (1983 und 1986): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN +1,0 m bis NN +5,0 m)

Außerdem ist hier nicht nur auf dem trockenen Strand (Abb. 52, unten), sondern auch im Verlauf der Funktion  $V(t)$  des Gesamtvolumens im Winter 1989/1990 ein sehr starker Volumenverlust vorhanden (Abb. 51, oben), der nicht mit dem übrigen Kurvenverlauf übereinstimmt; es trat hier bei den Sturmfluten Anfang 1990 eine Kliffbrandung auf, die zu einem beschleunigten Massenabbruch führte. Würde formal hier eine Ausgleichsgerade durch sämtliche sieben Punkte zwischen den Aufmaßen von 1985 bis 1990 gelegt, so würde sich eine Halbwertszeit von nur  $T_h = 1,6$  Jahren ergeben; wie aber aus der logarithmischen Auftragung auf Abb. 52 (unten) hervorgeht, kann diese Ausgleichsgerade nicht als repräsentativ für den Gesamtverlauf der Funktion  $V(t)$  angesehen werden. Werden dagegen der erste Punkt (Massenverlust unmittelbar nach der Vorspülung) für 1985 und der letzte Punkt für 1990 (Kliffbrandung) weggelassen und wird dann eine Ausgleichsgerade durch die verbleibenden fünf Punkte gelegt, so ergibt sich mit  $T_h = 5,4$  Jahren eine Halbwertszeit, die sogar höher als die der anderen Vorspülungen liegt. Es müssen hier die besonderen Verhältnisse dieser Vorspülung berücksichtigt werden.



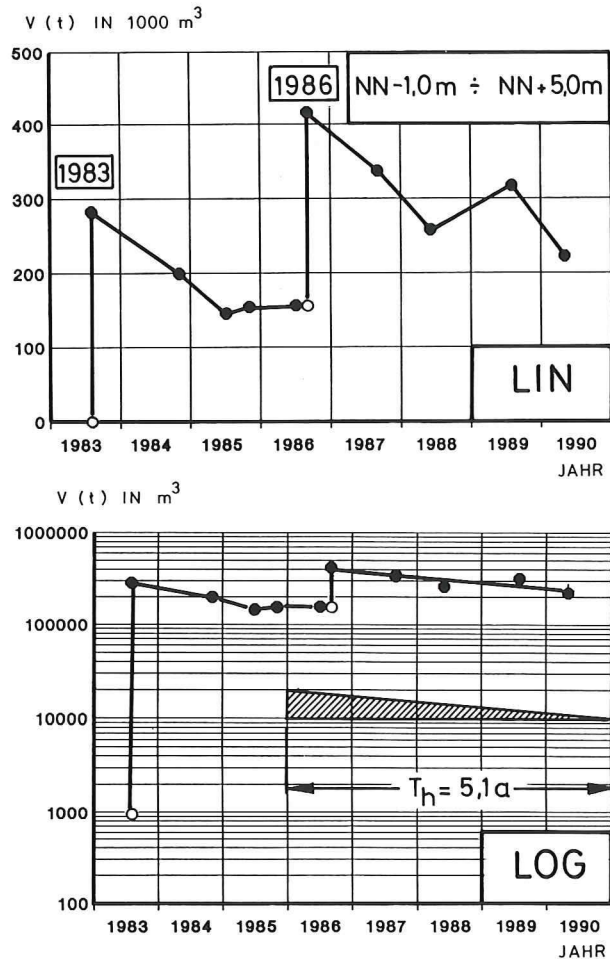


Abb. 50: Vorspülungen Hörnum (1983 und 1986): Gesamtvolumen (NN -1,0 m bis NN +5,0 m), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung mit Halbwertszeit

### 6.3.4 Zusammenstellung der Halbwertszeiten

Alle beschriebenen Vorspülungen (Westerland, Rantum, Hörnum und Kampen) sind auf Abb. 53 nochmals zusammengestellt. Mit Bezug zu den jährlichen Verweilzeiten im Zeitraum 1970 bis 1990 wurden die einzelnen Vorspülmengen und deren zeitlicher Abbau in linearer Darstellung als  $V(t)$  aufgetragen (Abb. 53, links). Die Funktionen  $V(t)/V_o = f(t)$  (Abb. 53, Mitte) und  $V(t)/V_o = f(t/T_h)$  der einzelnen Vorspülungen werden der linearen Darstellung in logarithmischer Auftragung gegenübergestellt; diese Funktionen beginnen für  $t = 0$  stets mit dem Wert 1. Es ist festzustellen (Abb. 53), daß alle bisherigen Vorspülungen – obwohl sie nicht zeitgleich durchgeführt wurden – ein annähernd ähnliches Verhalten zeigen, mit Ausnahme der Vorspülungen vor Westerland (1978) (vgl. Abschnitt 6.2) und Kampen (1985) (vgl. Abschnitt 6.3.3). Die Punkte aus den einzelnen Aufmaßen ergeben überall in den logarithmischen Auftragungen Ausgleichsgeraden, die das Exponentialgesetz repräsentieren

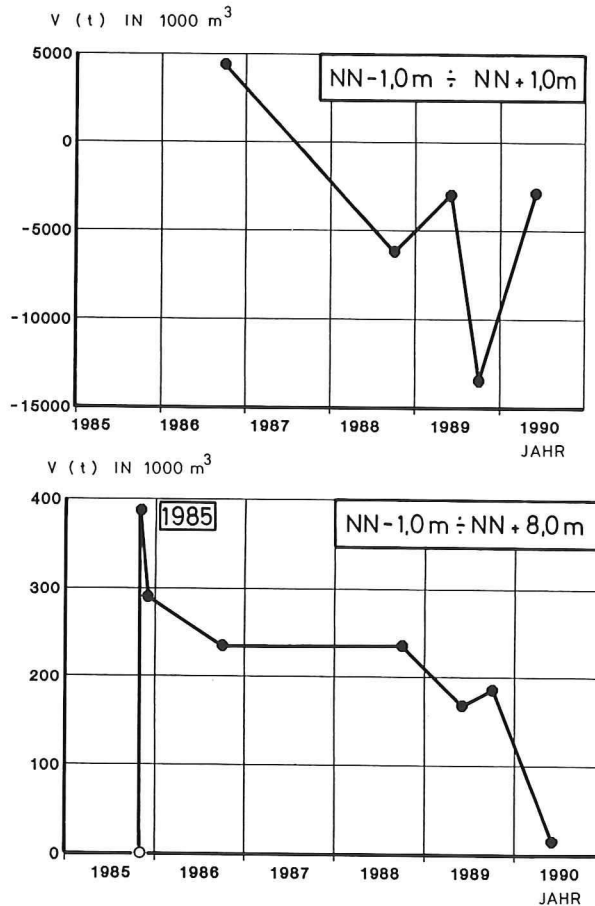


Abb.51: Vorspülung Kampen (1985): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN -1,0 m bis NN +8,0 m)

und aus denen die Halbwertszeiten für die entsprechenden Vorspülungen bestimmt werden können. Die kleinste Halbwertszeit mit  $T_h = 2,3$  Jahren weist die Vorspülung vor Westerland (1978), die größte mit  $T_h = 5,4$  Jahren die vor Kampen (1985) auf; bei der letzteren betrifft diese Halbwertszeit aber nur einen Teil des zeitlichen Verlaufes der Funktion  $V(t)$ . Im allgemeinen liegen die festgestellten Halbwertszeiten zwischen drei und fünf Jahren.

## 6.4 Betrachtungen zur Optimierung der Vorspülgeometrie

### 6.4.1 Sandvorspülung in Form eines Höftes

Die erste Vorspülung vor Westerland (1972) wurde in Form einer Sandbuhne gewählt, die als Depot die benachbarten Uferstrecken mit Sand versorgen sollte; es war von Anfang an damit gerechnet worden, daß sich die schematische Form nach Abb.24 (oben) in kürzester Zeit in eine Höftform umbilden würde (FÜHRBÖTER et al., 1972 u. 1976; FÜHRBÖTER, 1973 u. 1974). An einem solchen Höft treten kennzeichnende Refraktionen des ankommenden

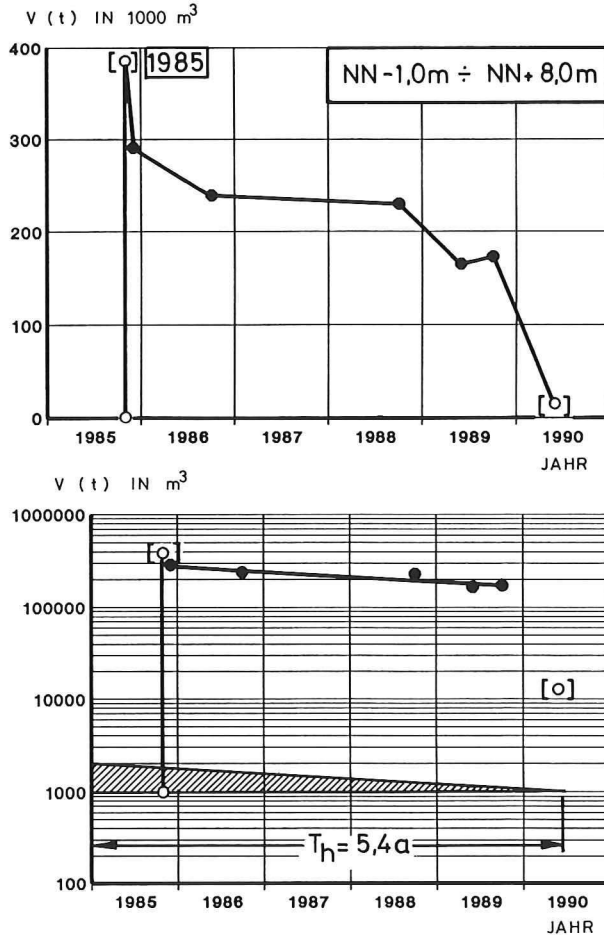


Abb.52: Vorspülung Kampen (1985): Gesamtvolumen (NN  $-1,0\text{m}$  bis NN  $+8,0\text{m}$ ), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung

Seeganges auf, die eine günstige Auswirkung auf die Anfangsstabilität eines solchen Depots haben (vgl. z. B. DETTE, 1977).

Die Höfenschichtlinien bzw. Tiefenlinien eines solchen Höftes können durch Funktionen der Form

$$y = a \cdot \cos^n \frac{\pi}{b} \cdot x \quad \text{für } -\frac{b}{2} \leq x \leq +\frac{b}{2}$$

beschrieben werden, wobei  $a$  die Amplitude (= Höhe) und  $b$  die Basisbreite bedeuten. Auf Abb. 54 ist ein solches Höft (mit  $n = 2$ ) dargestellt, das auf der Höfenschichtlinie NN  $\pm 0\text{m}$  die Amplitude  $a = 100\text{m}$  und die Basisbreite  $b = 200\text{m}$  aufweist; bei den Tiefenlinien von NN  $\pm 0\text{m}$  bis NN  $-5,0\text{m}$  wird die Amplitude linear verkleinert, bis sie bei NN  $-5,0\text{m}$  zu  $a = 0$  wird (durchgehende gerade Tiefenlinie). Mit dem

Wasserstand auf NN  $+1,0\text{m} \sim \text{MThw}$   
Tiefwasserwellenhöhe  $H = 2\text{m}$   
Wellenperiode  $T = 6\text{s}$

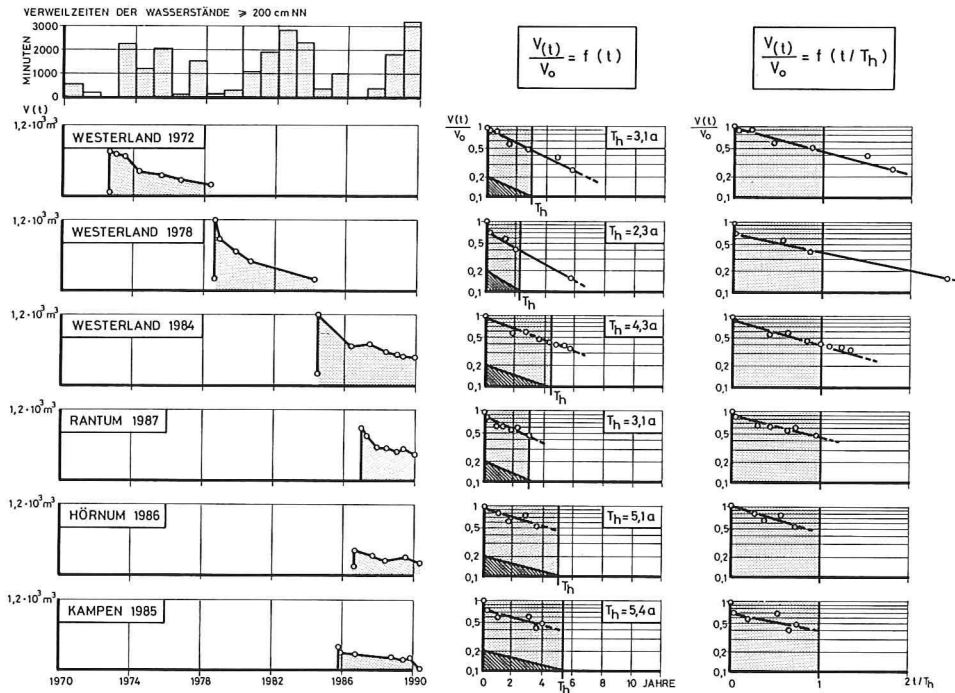


Abb. 53: Gegenüberstellung von 6 Sandvorspülungen vor Sylt: links:  $V(t)$  in linearer Darstellung sowie jährl. Verweilzeiten des Wasserstandes sowie in dimensionsloser Form  $V(t)/V_0$ , Mitte:  $V(t)/V_0 = f(t)$ , rechts:  $V(t)/V_0 = f(t/T_h)$

sind auf Abb. 54 mit einem Rechnerprogramm (vgl. OELERICH, 1990) die Refraktionsdiagramme für Wellenangriffsrichtungen  $\alpha = 0^\circ$  (senkrechter Wellenangriff) und  $\alpha = 45^\circ$  zugleich mit den Transportraten (in dimensionsloser Form) dargestellt. Abb. 54 (oben) zeigt, daß bei senkrechtem Wellenangriff an den Flanken des Höftes ein Transport nach beiden Richtungen stattfindet, während am übrigen Strand die Transportrate gleich Null ist. Von größerer Bedeutung ist aber der schräge Wellenangriff, bei dem mit  $Q_F \approx 1$  in dimensionsloser Form die Längstransportrate bezeichnet wird, die an dem ungestörten Strand infolge der Brandungsströmung auftritt. Es geht aus Abb. 54 (unten) ( $\alpha = 45^\circ$ ) hervor, daß durch die Refraktionen vor dem Höft dieser Längstransport, insbesondere an der Luvseite des Höftes, vollständig unterbrochen wird; hier treten sogar negative Transportraten auf, was eine Umkehr der normalen Transportrichtung bedeutet. Verminderungen der küstenparallelen Transportrate  $Q_F \approx 1$  sind aber auch auf der Leeseite des Höftes festzustellen; dazwischen befindet sich eine Zone mit erhöhtem Transport infolge der Konzentration der Wellenenergie an der Höftspitze. Mit Änderung der Wellenangriffsrichtung ändern sich entsprechend auch die Transportrichtungen; es besteht aber immer die wichtige Erscheinung, daß durch die Anlage des Höftes in diesem Bereich aus dem *Ferntransport* (= Verlagerung) ein *Nahtransport* (= örtliche Umlagerung) wird, so daß im Bereich des Höftes die Verweilzeiten der transportierten Sandmassen bedeutend höher als in den ungestörten Nachbarbereichen werden. Ähnlich wie bei den zweidimensionalen Transportkörpern, die als Riffel- oder Unterwasserdünen bekannt sind, bedeutet dieses eine erhebliche Verzögerung der Ferntransportvorgänge durch die küstenparallele Komponente der Wellenenergie  $E_p$  (vgl. Abschnitt 3). Mit diesen Vorgängen ist



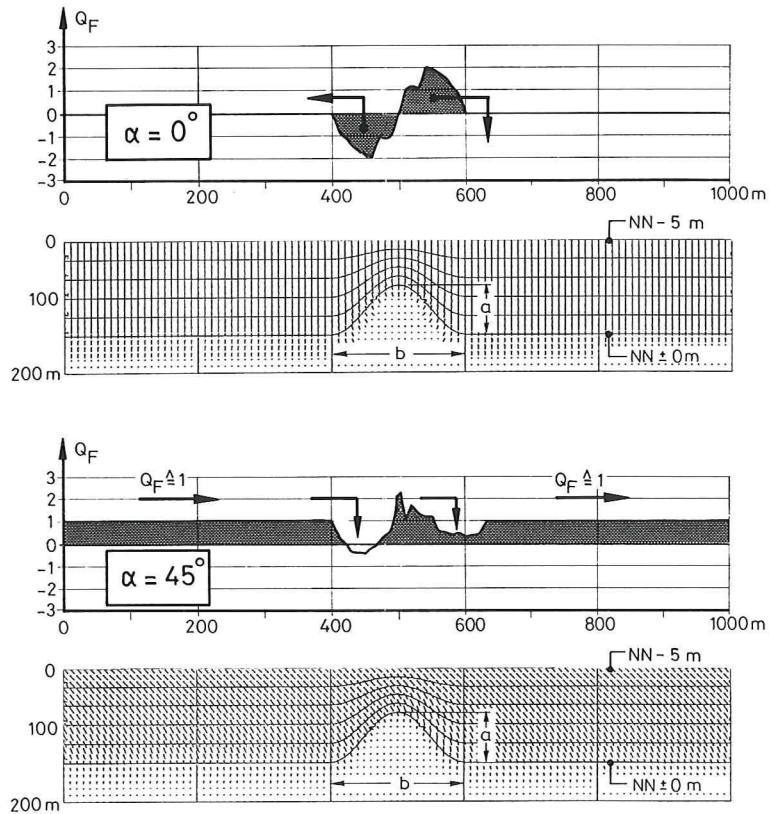


Abb. 54: Refraktionen und Längstransport an einem Sandhöft; oben: Wellenangriffsrichtung  $\alpha = 0^\circ$ , unten: Wellenangriffsrichtung  $\alpha = 45^\circ$

notwendigerweise ein Abbau des Höftes verbunden; es kann aber dennoch durch die dreidimensionale Form der Vorspülung eine Verzögerung des Abtransportes besonders in dem Zeitraum unmittelbar nach der Vorspülung erreicht werden.

#### 6.4.2 Sandvorspülung in Form einer Girlande

Abb. 55 zeigt (mit den gleichen Eingangswerten wie bei Abb. 54) für zwei Höfte, wie bei schrägem Wellenangriff ( $\alpha = 45^\circ$ ) der Längstransport durch diese Höfte unterbrochen wird. Die intensivste Veränderung der Transportrate im Aufspülbereich wird erreicht, wenn der Achsenabstand  $L$  der beiden Höfte gleich der Basisbreite  $b$  wird (Abb. 55, unten,  $L = 200$  m). Hier werden wieder aus großräumigen Verlagerungen zunächst örtliche Umlagerungen, bis durch das Abschleifen der Höfte ein gleichmäßiges Strandprofil auf der ganzen Vorspülstrecke entsteht, das aber den Vorteil hat, daß auch im Bereich des Unterwasserstrandes bei der Verlagerung durch die Wellen Profile entstehen, die diesen angreifenden Wellen besser als ein künstliches Vorspülprofil angepaßt sind. Diese Prozesse treten auch dann auf, wenn Girlanden mit mehr als zwei Höften (Abb. 55) aufgespült werden.

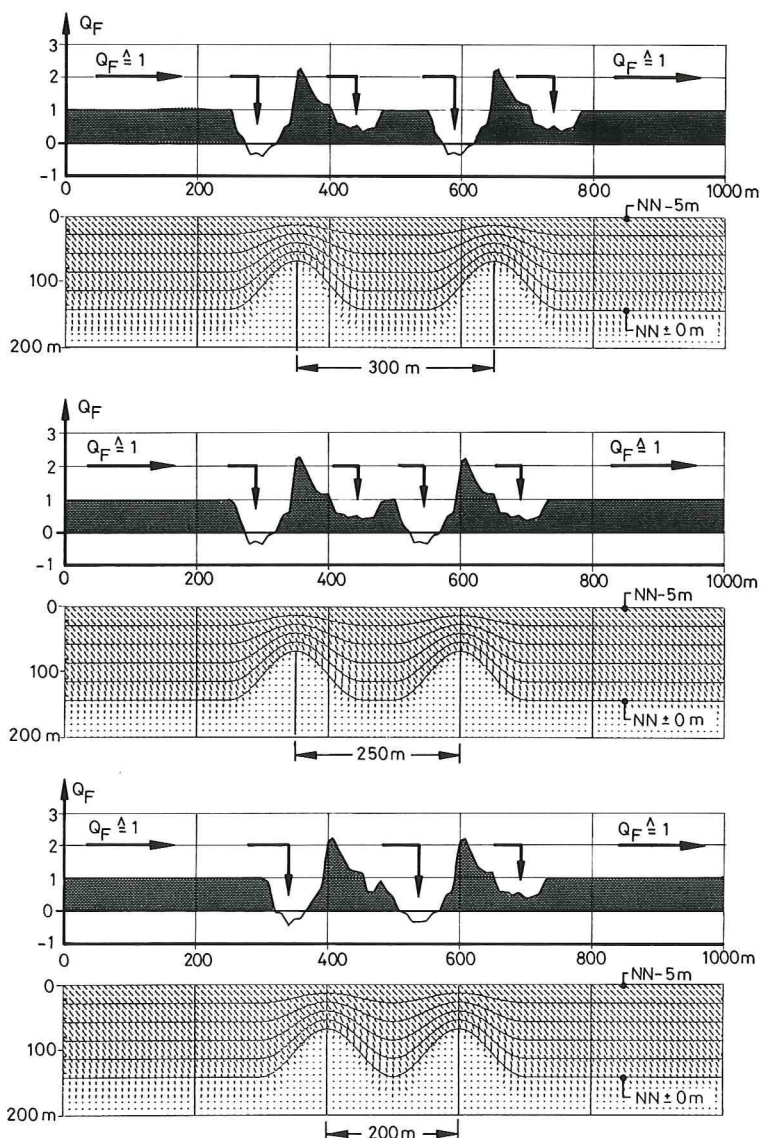


Abb. 55: Refraktionen und Längstransport an einer Vorspülung in Girlandenform (Wellenangriffsrichtung  $\alpha = 45^\circ$ ); oben: Girlandenabstand 300 m, Mitte: Girlandenabstand 250 m, unten: Girlandenabstand 200 m

## 7. Zusammenfassende Beurteilung und Optimierungsmöglichkeiten

Für die sechs untersuchten Sandvorspülungen (Westerland 1972, 1978 und 1984, Rantum 1987, Hörnum 1986 und Kampen 1985) sind auf Tafel 6 zusammen mit den Einbaumengen und -längen (nach Angaben des ALW Husum) die Halbwertzeiten (nach Abschnitt 6) sowie

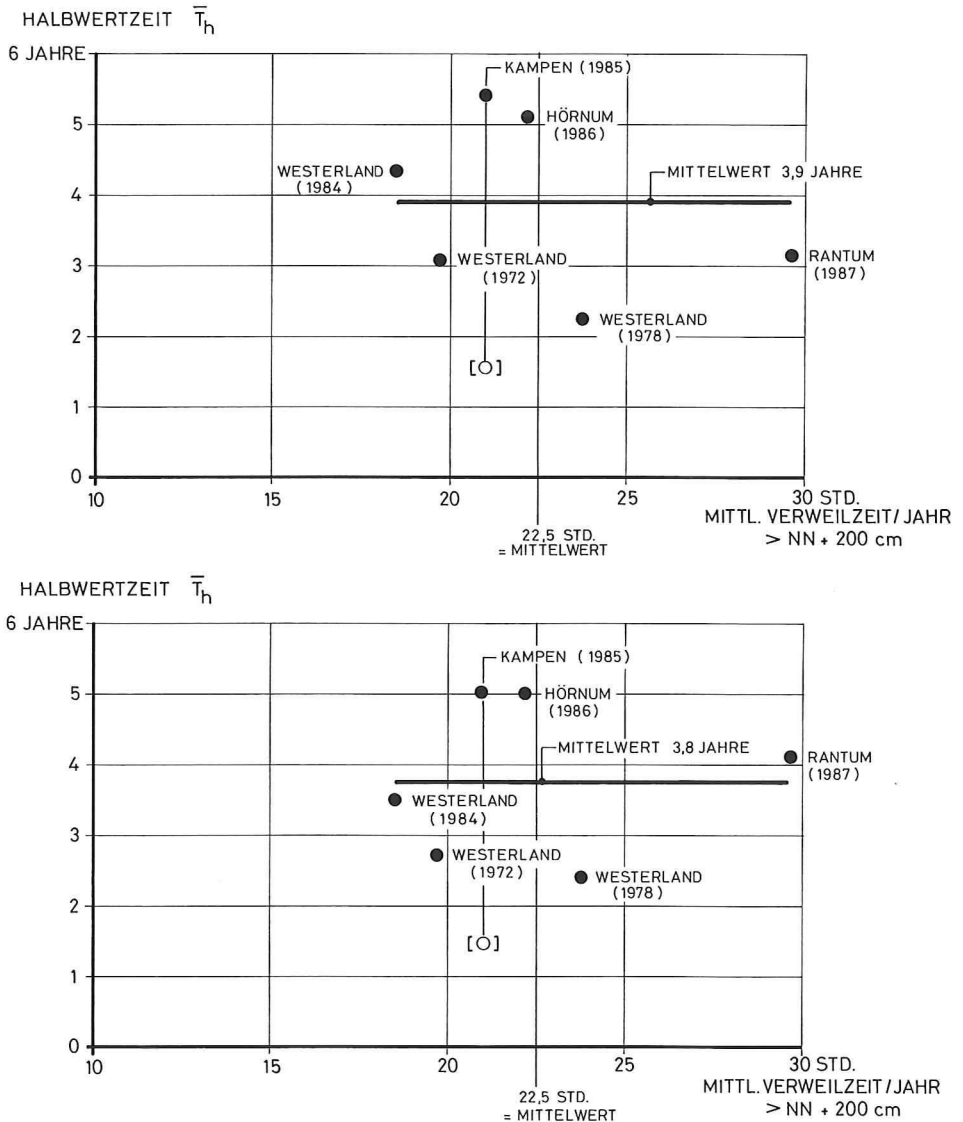


Abb. 56: Halbwertzeiten  $T_h$  (oben) und beschickte Halbwertzeiten  $T_h$  (unten) in Abhängigkeit von der mittleren Verweilzeit/Jahr

die Summen der Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm (Pegel List, Abschnitt 2) für die jeweilige Beobachtungsdauer zusammengestellt. Da die Wellenenergien nach Abschnitt 3 erst für die Jahre nach 1986 zur Verfügung stehen, müssen hier für den Vergleich der Vorspülungen die Verweilzeiten (Tafel 2 und Abb. 4) als Maß für die anteilige Wellenenergie verwendet werden, der die entsprechende Vorspülung während der Beobachtungsdauer ausgesetzt war.

Es liegt nahe, die Halbwertzeiten nach Abschnitt 6 zunächst in ihrer Abhängigkeit von diesen Verweilzeiten als Maß für die Wellenbelastung aufzutragen; mit den Daten aus Tafel 6 wird auf Abb. 56 (oben) der Mittelwert der Verweilzeiten während der jeweiligen Beobachtungsdauer in Stunden/Jahr als Bezugsgröße für die Wellenenergien verwendet.

Diese Mittelwerte reichen von 19,7 Std./Jahr (Westerland 1972) bis 29,7 Std./Jahr (Rantum 1987); die Auftragung auf Abb. 56 (oben) zeigt aber keine signifikanten Gesetzmäßigkeiten, das Kollektiv von nur sechs Werten streut um einen Mittelwert von  $T_h = 3,9$  Jahren mit einem Größtwert von  $T_h = 5,6$  Jahren (Hörnum 1986) und einem niedrigsten Wert von  $T_h = 2,3$  Jahren (Westerland 1978), was eine Differenz von  $5,6 - 2,3 = 2,1$  Jahren ergibt.

Eine Verbesserung des Streuverhaltens kann erreicht werden, wenn ähnlich wie in Abschnitt 6.2 die Halbwertszeiten auf einen Mittelwert der Verweilzeiten aller sechs Vorspülungen beschickt werden, der nach Tafel 6 22,5 Std./Jahr beträgt; die Beschickung ergibt dann neue Halbwertszeiten  $\bar{T}_h$  nach der Beziehung

$$\bar{T}_h = \frac{\text{Jahresmittelwert für } T_h}{\text{Mittelwert} = 22,5 \text{ Std./Jahr}} \cdot T_h$$

Bei diesen Halbwertszeiten  $\bar{T}_h$  (die nicht mit denen nach Abschnitt 6.2 für Westerland verglichen werden können, weil diese auf einen anderen Mittelwert bezogen sind) ist der Einfluß der Wellenenergie durch eine lineare Näherung eliminiert; Tafel 6 und Abb. 56 (unten) zeigen, daß hier mit einem Mittelwert von  $\bar{T}_h = 3,8$  Jahre die Streuung nur zwischen  $\bar{T}_h = 5,0$  Jahre (Hörnum 1986 und Kampen 1985) und  $\bar{T}_h = 2,4$  Jahre (Westerland 1978) liegt, was einer Differenz von  $5,0 - 2,4 = 2,6$  Jahren gegenüber der von 2,1 Jahren bei den unbeschickten Halbwertszeiten entspricht. Es werden daher im folgenden nur die beschickten Halbwertszeiten nach Tafel 6 und Abb. 56 (unten) verwendet; die verbleibende Streuung muß durch andere Einflußgrößen erklärt werden.

Eine solche Einflußgröße könnte in der Kornzusammensetzung des Einbaumaterials (nicht des Materials in der Entnahme!) gesucht werden, die durch den Medianwert  $d_{50}$  der Kornverteilungskurve repräsentiert werden kann; nach ANDRESEN et al. (1988) wird nach

Tafel 6. Zusammenstellung der Hauptdaten der sechs Vorspülungen (Westerland 1972, 1978 und 1984, Rantum 1987, Hörnum 1986 und Kampen 1985)

Vorspülung (Ort, Jahr)	Westerland (1972)	Westerland (1978)	Westerland (1984)	Rantum (1987)	Hörnum (1986)	Kampen (1985)
Beobachtungsdauer in Jahren	6	6	6	3	4	5
Einbaumenge $V_w$ in Mio m <sup>3</sup>	1,0	1,0	1,0	1,44	1,6	1,97
Einbaulänge L in km	0,9	1,0	1,5	3,0	3,4	4,7
Einbaumenge je lfm in m <sup>3</sup>	1111	1000	667	480	470	419
Halbwertszeit $T_h$ (Jahre)	3,1	2,3	4,3	3,1	5,1	5,4 (1,6)
Verweilzeit > NN + 200 cm in Std.	118	143	111	89	89	105
Verweilzeit als Jahresmittelwert in Std.	19,7	23,8	18,5	29,7	22,2	21,0
Halbwertszeit $\bar{T}_h$ in Std.	2,7	2,4	3,5	4,1	5,0	5,0 (1,5)
Medianwert in mm	0,37	0,44	0,35	0,33	0,40	0,535



eingehenden Untersuchungen ein Mindestwert von  $d_{50} = 0,35 \text{ mm}$  für das aufgespülte Material gefordert. Diese Medianwerte (nach Angaben des ALW HUSUM) sind auf Tafel 6 ebenfalls aufgeführt; mit Abb. 57 soll festgestellt werden, ob gemäß Abschnitt 6.1 eine Zunahme der Halbwertzeiten mit steigendem Medianwert nachgewiesen werden kann. Es muß wiederum berücksichtigt werden, daß es sich um ein Kollektiv von nur sechs Daten handelt und daß der Wertevorrat der Medianwerte in dem relativ engen Bereich von

$$0,33 \text{ mm (Rantum 1987)} \leq d_{50} \leq 0,535 \text{ (Kampen 1985)}$$

liegt; innerhalb dieses Bereiches kann aus dem vorhandenen Datenmaterial keine gesetzmäßige Abhängigkeit nachgewiesen werden (Abb. 57).

Die frühere Vorspülung vor Rantum (1984) mit einem Medianwert von nur  $d_{50} = 0,20 \text{ mm}$  (vgl. Abschnitt 6.3) hat aber durch ihren schnellen Abbau gezeigt, daß bei der Unterschreitung eines bestimmten Wertes ein starker Abfall der Halbwertzeiten eintritt; dies kann physikalisch dadurch erklärt werden, daß in diesem Korngrößenbereich der anteilige Transport in Suspension (= Ferntransport) zu überwiegen beginnt (vgl. RAUDKIVI, 1991). Es wird die Erfahrung bestätigt, daß ein Vorspülmaterial eine Körnung aufweisen sollte, die entweder von gleicher Größe oder etwas gröber als die des natürlichen anstehenden Strandmaterials ist; der Richtwert von  $d_{50} = 0,35 \text{ mm}$  für die Westküste von Sylt nach ANDRESEN et al. (1988) wird durch das Ergebnis auf Abb. 57 bestätigt.

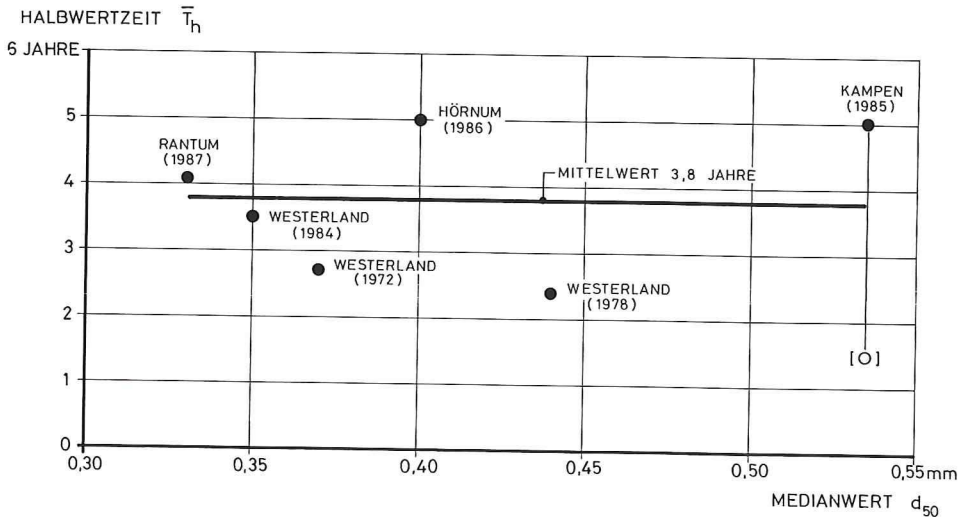


Abb. 57: Halbwertzeiten  $\bar{T}_h$  in Abhängigkeit von dem Medianwert  $d_{50}$  des Einbaumaterials

Dies bedeutet, daß von dem Kornmaterial her – im Rahmen der von den Entnahmen her verfügbaren Korngrößenverteilungen – keine wesentlichen Optimierungsmöglichkeiten bestehen; es muß nur die Bedingung eines Mindestwertes für den Medianwert erfüllt sein.

Nach Tafel 6 können die Halbwertzeiten  $\bar{T}_h$  auch auf die Aufspüllängen bezogen werden, was mit der Frage zusammenhängt, von welcher Aufspüllänge an eine zweidimensionale Behandlung erlaubt ist (vgl. Abschnitt 6.1). Hier zeigt Abb. 58 (oben) eine offenbar deutliche Zunahme der Halbwertzeiten  $\bar{T}$  mit den Aufspüllängen  $L$ ; dies könnte darauf hindeuten, daß bei zu kurzen Aufspüllängen durch seitliche Massenverluste eine zusätzliche Verminderung der Halbwertzeit bedingt ist. Es ist aber auch hier zu berücksichtigen, daß es sich um ein

Kollektiv von nur sechs Werten handelt; der fallende Trend der Ausgleichsgeraden mit abnehmender Aufspüllänge wird dabei vorwiegend durch die drei Vorspülungen vor Westerland erzeugt. Diese unterscheiden sich aber von den anderen drei Vorspülungen dadurch, daß hier die Vorspülungen vor starren Uferschutzwerken (Ufermauern, Deckwerk, Tetrapodendamm) liegen, die bei erhöhten Wasserständen Reflexionen erzeugen und allein durch diesen Effekt niedrigere Halbwertszeiten bewirken können. Bei der Vorspülung vor Hörnum (1986) ist mit Sicherheit die hohe Halbwertszeit auch durch die Wirkung der Tetrapodenbuhne bedingt; die Vorspülung vor Kampen (1985) weist ebenfalls Besonderheiten auf, die einen unmittelbaren Vergleich mit den anderen Vorspülungen erschweren.

Ungeachtet dieser Einschränkungen ist aber ein Trend durchaus möglich, nach dem durch größere Aufspüllängen eine Verbesserung der Stabilität dadurch entsteht, daß die

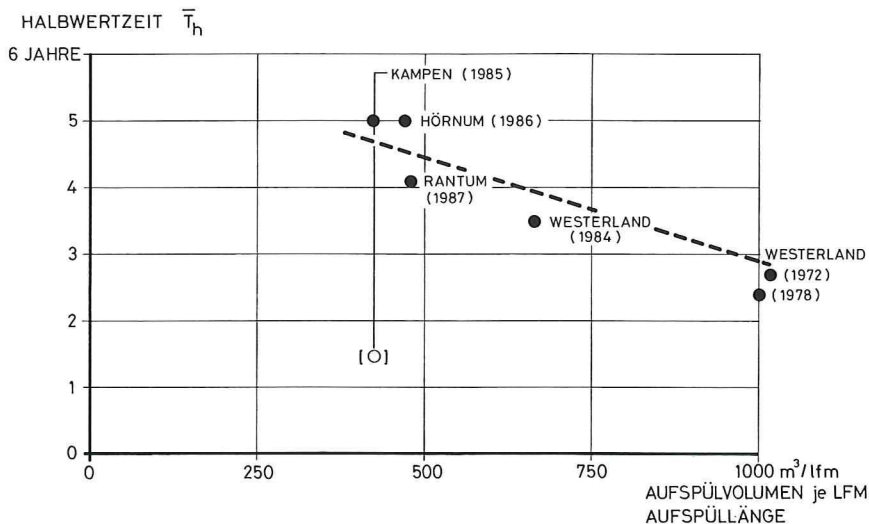
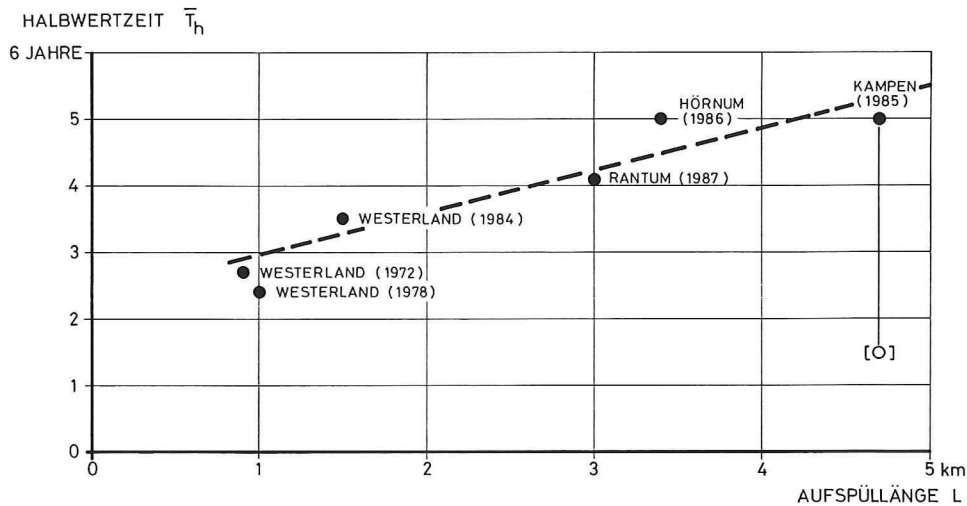


Abb. 58: Halbwertszeiten  $\bar{T}_h$  in Abhängigkeit von der Aufspüllänge (oben) und von der Einbaumasse je lfm (unten)

seitlichen Verluste zurückgehen; diese Frage ist aber auch eng mit den Aufmaßlängen für die Massenermittlungen verbunden, die nach den Angaben des ALW HUSUM nicht immer mit den Vorspüllängen übereinstimmen.

Dieses ist auch bei Abb. 58 (unten) zu berücksichtigen, bei der nach Tafel 6 die Halbwertzeiten  $\bar{T}_h$  auf die Einbaumassen je lfm (= Vorspülmenge  $V_w$ /Vorspüllänge  $L$ ) bezogen sind. Durch die geringen Vorspüllängen vor Westerland sind entsprechend größere Einbaumengen je lfm bedingt; die Aussagen zu Aufspüllänge und Aufspülvolumen je lfm (Abb. 58) sind daher im wesentlichen identisch.

Für eine Optimierung kann zwar in erster Näherung ausgesagt werden, daß größere Vorspüllängen günstiger als kleinere sind, ein quantitativer Beleg dafür kann aber wegen des zu geringen Datenmaterials nicht abgeleitet werden.

Vorspülmengen und Vorspüllängen stehen aber in enger Beziehung zu den Ausführungen in Abschnitt 6.1, nach denen – im langfristigen Mittel gesehen – der geringste mittlere Massenbedarf je Zeiteinheit dann erreicht wird, wenn mit möglichst kurzen Wiederholungsintervallen möglichst geringe Vorspülmengen aufgebracht werden; es wurde im Abschnitt 6.1 bereits darauf hingewiesen, daß Optimierungen hier nach baubetrieblichen oder auch nach anderen Gesichtspunkten vorgenommen werden müssen.

Eine baubetriebliche Optimierung könnte darin bestehen, daß solche Einbauverfahren bevorzugt werden, bei denen auch relativ geringe Einbaumassen kostengünstig eingebracht werden können, wie es z. B. BRUUN (1991) vorschlägt. Allgemein gilt aber für alle Massenbewegungen und insbesondere für Spülarbeiten das bekannte Gesetz, daß der Einheitspreis je  $m^3$  mit zunehmender Einbaumasse abnimmt, größere Massenbewegungen also kostengünstiger als kleinere sind. Dies ist durch den Anteil der Baustelleneinrichtung (und auch anderer Festkosten) an den Gesamtkosten bedingt; bei Spülarbeiten sind bei der Baustelleneinrichtung die Kosten für den An- und Abtransport der Geräte, das Anlegen von Dükerleitungen mit Übergabestationen, das Verlegen der Hauptrohrleitung u. a. zu berücksichtigen; auch hier hat das gewählte Spülverfahren (Entnahme mit Rohrleitung oder Hopperbetrieb mit Übergabestation und Rohrleitung) einen Einfluß auf die Einrichtungskosten. Zu beachten ist aber auch, daß bei größeren Massenbewegungen auch schwerere Geräte und größere Rohrlichtweiten benötigt werden, wodurch die Kosten für die Baustelleneinrichtung wiederum vergrößert werden. Die laufenden Betriebskosten werden dagegen – außer durch das Vorhalten der Geräte – im wesentlichen durch die Energiekosten (Treibstoffkosten) und die Kosten für das Personal bestimmt. Wenn die Spülarbeiten durch eine Ausschreibung vergeben werden, spielen auch die konjunkturellen Einflüsse eine beachtliche Rolle.

Die Frage, ob aus baubetrieblicher Sicht eine Optimierung insbesondere im Hinblick auf die Vorspülmengen (=  $V_w$ ) und damit auf die Wiederholungsintervalle (=  $T_w$ ) möglich oder sinnvoll ist, kann dadurch geprüft werden, daß die bisherigen Erfahrungen bei den Vorspülungen vor der Westküste von Sylt dahingehend ausgewertet werden, ob eine Beziehung zwischen der Einbaumenge  $V_w$  und den Gesamtkosten einer Vorspülung in der Art festzustellen ist, daß für die Einheitskosten je  $m^3$  Einbauvolumen  $V_w$  die einfache Beziehung

$$\text{Einheitskosten } E_K = \frac{\text{Gesamtkosten der Baumaßnahme}}{\text{Einbauvolumen } V_w}$$

verwendet wird und daß diese Einheitskosten als Funktion der Einbaumenge dargestellt werden.

Für 11 Vorspülungen vor der Westküste von Sylt zwischen 1972 und 1990 werden nach Daten des ALW HUSUM diese Einheitskosten auf Tafel 7 berechnet; die grafische Darstellung in Abhängigkeit von den Einbaumengen zeigt Abb. 59. Diejenigen Baumaßnahmen, bei denen

Tafel 7. Kostenzusammenstellung der Vorspülungen vor der Westküste von Sylt von 1972 bis 1990  
(Quelle: ALW HUSUM)

Vorspülung (Ort, Jahr)	Einbaumenge $V_W$ in Mio $m^3$	Einbaulänge in km	Gesamtkosten in Mio DM	Einheitskosten $E_K$ in DM/ $m^3$
Westerland (1972)	1,0	0,9	6,1	6,12
Westerland (1978)	1,0	1,0	5,2	5,15
Hörnum (1983)	0,64	1,2	3,2	4,93
Westerland und Rantum (1984)	1,32	1,5 1,7	7,3	5,55 (2)
Wenningstedt-Kampen (1985)	1,97	4,7	14,4	7,30
Hörnum (1986)	1,6	3,4	7,1	4,81
Rantum und Kampen (1987)	1,73	3,0 0,6	13,1	7,56 (2)
List (1988)	1,2	3,1	6,2	5,17
Westerland-Süd (1988)	1,0	2,2	5,5	5,50
Rantum-Süd (1989)	2,0	4,0	10,6	5,30
Westerland und Kampen (1990)	2,45	1,7 2,3	16,4	6,99 (2)

zwei oder drei Vorspülorte vorhanden waren (mit den entsprechenden Verlegungen der Übergabeeinrichtungen), sind dabei auf Tafel 7 und Abb. 59 mit eingeklammerten Zahlen ((2) oder (3)) gekennzeichnet.

Der Wertevorrat der Einheitskosten dieser 11 Vorspülungen liegt nach Tafel 7 zwischen 4,81 DM/ $m^3$  (Hörnum, 1986) und 7,56 DM/ $m^3$  (Rantum und Kampen, 1987); der Wertevorrat der Einbaumengen erstreckt sich von 0,64 Mio.  $m^3$  (Hörnum, 1983) bis 2,45 Mio.  $m^3$  (Westerland, Wenningstedt und Kampen, 1990). Es zeigt sich das überraschende Ergebnis (Abb. 59), daß eine Abnahme der Einheitskosten mit der Einbaumenge, wie es aus den baubetrieblichen Regeln zu erwarten wäre, nicht festgestellt werden kann (eher ein leicht gegenläufiger Trend). Insgesamt liegt eine regellose Streuung um einen Mittelwert von 5,83 DM/ $m^3$  ~ 6 DM/ $m^3$  vor, wobei auch das Jahr der Bauausführung keine wesentliche Rolle spielt.

$E_K$  = EINHEITSKOSTEN

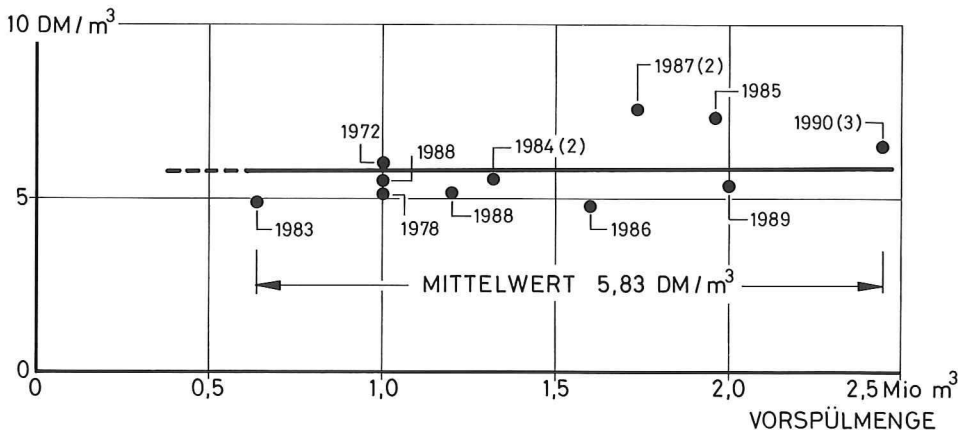


Abb. 59: Einheitskosten  $E_K$  in Abhängigkeit von den Vorspülmengen für 11 Baumaßnahmen vor Sylt zwischen 1972 und 1990



Dieses Ergebnis kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß für Einbaumengen zwischen 0,64 Mio. m<sup>3</sup> und 2,45 Mio. m<sup>3</sup> die baubetriebliche Regel, nach der mit zunehmender Masse der Einheitspreis abnimmt, nicht signifikant in Erscheinung tritt bzw. von anderen Einflußgrößen überlagert wird. Das Datenmaterial nach Tafel 7 und Abb. 59 läßt auch nicht erkennen, ob und in welchem Maße bei kleineren Einspülmengen unter 640 000 m<sup>3</sup> diese Regel wirksam wird.

Daraus geht hervor, daß innerhalb dieser Grenzen (Einbaumengen zwischen 0,64 Mio. m<sup>3</sup> und 2,45 Mio. m<sup>3</sup>) auch keine Optimierungsmöglichkeiten bezüglich der Einheitspreise bestehen; diese müssen daher nach anderen Gesichtspunkten gesucht werden.

Es wurden bisher bei den Vorspülungen vor der Westküste von Sylt Wiederholungsintervalle gewählt, die bei  $T_w = 6$  Jahren liegen (vgl. insbesondere Westerland); es besteht die Frage, in welchem Maße der mittlere Massenbedarf verringert werden kann, wenn kürzere Wiederholungsintervalle von 5, 4 oder 3 Jahren gewählt würden; Wiederholungsintervalle von 2 oder nur 1 Jahr sollen aus Gründen, die noch genannt werden, nicht berücksichtigt werden. Für die Halbwertszeiten sollen dabei Richtwerte von  $T_h = 3$  Jahren und  $T_h = 5$  Jahren angesetzt werden, wobei nach Tafel 8 die von 5 Jahren als oberer Grenzwert angesehen werden soll.

Mit diesen Halbwertszeiten und Wiederholungsintervallen wird auf Tafel 10 zunächst nach Gleichung (16) bei FÜHRBÖTER, 1991

$$\alpha = \frac{2^{\frac{T_w}{T_h} - 1}}{\ln 2 \cdot \frac{T_w}{T_h}} \quad \dots (9)$$

der  $\alpha$ -Wert für  $T_w = 6$  Jahre berechnet und mit 100 % bezeichnet; die  $\alpha$ -Werte für  $T_w < 6$  Jahre werden entsprechend in Prozentzahlen umgerechnet, so daß die Differenz zu  $\alpha \hat{=} 100$  % für  $T_w = 6$  Jahre zu den entsprechenden  $\alpha$ -Werten der anderen Wiederkehrintervalle die mittlere (= langfristige) Massenersparnis gegenüber dem Wiederholungsintervall von  $T_w = 6$  Jahren angibt.

Es geht aus Tafel 8 hervor, daß für beide Halbwertszeiten bei Verkürzungen der Wiederholungsintervalle auf vier Jahre nur Massenersparnisse unter 20 % zu verzeichnen sind; erst eine Verringerung der Wiederholungsintervalle auf  $T_w = 3$  Jahre liefert eine Massenersparnis von 33 % bei  $T_h = 3$  Jahren und von 21 % bei  $T_h = 5$  Jahren.

Obwohl nach Tafel 7 und Abb. 59 diese Massenersparnis zugleich als Kostenersparnis gewertet werden kann, müssen dennoch für Optimierungen auch noch weitere Einflüsse berücksichtigt werden.

Die Frage des Wiederholungsintervalles muß auch von der Risikoseite her gesehen werden; diese stellt sich aber völlig verschieden bei festen Uferschutzwerken (Ufermauern, Deckwerke; Westerland) und bei Dünen- oder Kliffküsten dar. Bei den starren Uferschutzwerken ist die Küstenlinie künstlich festgelegt und wird auch durch schwerste Sturmfluten nicht verändert, solange die Küstenschutzbauwerke nicht beschädigt werden. Hier besteht die Hauptaufgabe einer Sandvorspülung darin, Beschädigungen durch Unterspülungen der Fußsicherungen dieser Bauwerke zu vermeiden; als zusätzlicher günstiger Nebeneffekt kommt hinzu, daß durch eine Sandvorlage vor den Schutzwerken die Wellenhöhen beschränkt werden, die unmittelbar vor den Schutzwerken auftreten. Hier – das gilt auf Sylt vor allem für die befestigten Uferstrecken vor Westerland – könnte von der Statik bzw. der konstruktiven Ausbildung der Fußsicherungen her die Frage untersucht werden, welche Mindestüberdeckung notwendig ist, um auch bei einer Sturmflut, die z. B. den Bemessungswasserstand (NN +4,50 m vor Westerland) erzeugt, die Standsicherheit der Bauwerke zu gewährleisten. Hieraus könnte ein Minimalvolumen  $V_{\min}$  (für die gesamte Uferstrecke oder auf den lfm

Tafel 8. Mittlere Massensparnis in % gegenüber einem Wiederholungsintervall von  $T_w = 6$  Jahren bei kürzeren Wiederholungsintervallen bis zu  $T_w = 3$  Jahren

Wiederholungs- intervall $T_w$ Jahre	$T_h = 3$ Jahre			$T_h = 5$ Jahre			Ersparnis gegenüber $T_w = 6$ Jahre in %
	$\frac{T_w}{T_h}$	$\alpha$	%	$\frac{T_w}{T_h}$	$\alpha$	%	
6	2	2,16	100	1,2	1,56	100	0
5	1,67	1,89	88	1	1,44	92	8
4	1,5	1,76	81	0,8	1,34	86	14
3	1	1,44	67	0,6	1,24	79	21

bezogen) abgeleitet werden, das auf jeden Fall zur Verfügung stehen muß. Bisher waren bei den Wiederholungsvorspülungen vor Westerland Minimalvolumina von  $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$  und mehr vorhanden (vgl. Abb. 42); es wurde bereits im Abschnitt 6.1 quantitativ gezeigt, in welchem Maße der mittlere Massenbedarf gesenkt werden kann, wenn statt eines Minimalvolumens von  $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$  eines von nur  $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$  gewählt werden könnte (Tafeln 4 und 5). Durch das Exponentialgesetz ist bedingt, daß bei kleinen Werten von  $V(t)$  auch bei schwerster Sturmfluttätigkeit nur entsprechend kleine Verlustraten auftreten, wie es u. a. das Verhalten der Sandvorspülung vor Westerland von 1984 bei den Sturmfluten im Januar und Februar 1990 gezeigt hat (vgl. z. B. Abb. 42).

Wie aber aus den Überlegungen zu Tafeln 4 und 5 weiterhin hervorgeht, ist auch bei reduziertem Minimalvolumen  $V_{\min}$  immer noch deutlich der Effekt vorhanden, daß mit einer Verkürzung der Wiederholungsintervalle  $T_w$  eine Ersparnis im mittleren Massenbedarf erreicht werden kann; dies ist dadurch bedingt, daß die Funktion  $\alpha$  nach Gleichung (9) unabhängig von  $V_{\min}$  ist. Aus Tafel 8 geht hervor, in welchem Maße der langfristige Massenbedarf durch eine Verkürzung der Wiederholungsintervalle gesenkt werden kann.

Bei festen Uferschutzbauwerken sind also Optimierungen (im Sinne der Kostensenkung durch Massenersparnis) möglich durch

- a) Verringerung des Minimalvolumens  $V_{\min}$
- b) Verkürzung der Wiederholungsintervalle  $T_w$

In beiden Fällen bleibt zu prüfen, wieweit die Ergebnisse nach Tafel 7 und Abb. 59 – Unabhängigkeit des Einheitspreises von der Einbaumenge – auch für Vorspülungen mit Einbaumengen gültig bleiben, die kleiner als  $640\,000\text{ m}^3$  sind.

Während die Frage des erforderlichen Mindestvolumens  $V_{\min}$  vorwiegend nach konstruktiven Gesichtspunkten entschieden werden kann, muß die Frage nach einer Verkürzung der Wiederholungsintervalle – wenn der Einheitspreis nicht berücksichtigt zu werden braucht – in völlig anderen Zusammenhängen gesehen werden. Wie bereits im Abschnitt 6.1 erwähnt, stellt jede Vorspülung eine Störung der Strandnutzung dar; da der Fremdenverkehr die Haupteinnahmequelle der Insel Sylt ist, muß dieser Gesichtspunkt sehr ernst genommen werden.

Hier kommt erschwerend hinzu, daß – bedingt durch die bekannten Wind- und Wellenverhältnisse – es bisher nicht vermieden werden konnte, daß die Baumaßnahmen ganz oder teilweise während der Hauptsaison durchgeführt werden mußten, in einer Zeit also, wo der Strand nicht nur von Strandwanderern besucht wird, sondern zugleich intensiv als Liege- und Badestrand genutzt wird; auch an die berechtigten Interessen der Strandkorbvermietungen muß gedacht werden. Optische und akustische Störungen durch den Baubetrieb treten zusätzlich auf; eine Quantifizierung aller dieser Störungen ist allerdings nicht möglich. Sehr wertvoll hat sich offenbar hier der Informationsdienst erwiesen, durch den mit Druckschriften, Tafeln an der Strandpromenade o. ä. die Gäste auf die Notwendigkeit dieser Baumaßnahmen hingewiesen werden.

Von der Vorspültechnik her bestände eine gewisse Optimierungsmöglichkeit darin, daß die Bauarbeiten wenigstens in Zeiten außerhalb der Hauptsaison ausgeführt werden. Von der Entnahme her kämen hier Hopperbagger mit entsprechenden Schwellkompensatoren in Frage, bei den Übergabestationen kann an einen Wellenschutz durch schwimmende Wellenbrecher gedacht werden usw. usw. Durch eine gezielte Ausschreibungsstrategie könnte den Firmen hier der Anreiz zur Entwicklung oder zum Einsatz solcher Verfahren gegeben werden, mit denen der Baubetrieb auch in den Frühjahrs- oder Herbstmonaten vorgenommen werden kann.



Allgemein muß aber festgestellt werden, daß sich hier die Interessen des Fremdenverkehrs und die einer kostengünstigen Optimierung der Wiederholungsvorspülungen leider strikt widersprechen. Es muß hier ein Kompromiß gefunden werden, bei dem sowohl die volkswirtschaftlichen als auch die kommunalpolitischen Interessen berücksichtigt werden. Dies ist am Ende eine politische Entscheidung, die nicht Aufgabe dieser Studie sein kann. Durch quantitative Angaben wie z. B. auf Tafel 8 kann aber eine Entscheidungshilfe dadurch gegeben werden, daß anhand dieser Zahlen Vor- und Nachteile gegeneinander abgewogen werden können.

Zusätzlich kann hier aber eine weitere Entscheidungshilfe von völlig anderer Seite her vorgelegt werden. Wie im Abschnitt 2 ausgeführt wurde, kann ein bestimmter meteorologischer Zyklus von 5 bis 6 Jahren, auf den bereits LAMB (1975) ausdrücklich hingewiesen hat, auch in den Sturmflutaktivitäten nach Höhe und Häufigkeit nachgewiesen werden (FÜHRBÖTER, 1976; SIEFERT, 1988; FÜHRBÖTER u. TÖPPE, 1991, vgl. Abb. 4). Neueste Ergebnisse von Forschungsarbeiten im LEICHTWEISS-INSTITUT, die vom BUNDESMINISTER FÜR FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMFT) gefördert werden, zeigen einen solchen Zyklus sogar für die mittleren Tidehochwasserstände MThw. Unabhängig von den meteorologischen Ursachen, die z. Z. noch nicht sicher erkannt werden können und auch unter Berücksichtigung der Erscheinung, daß in den letzten Jahrzehnten dieser Zyklus von einem zusätzlichen Trend überlagert wird (vgl. Abb. 4), kann es als durchaus sinnvoll angesehen werden, die Wiederholungsintervalle von Strandvorspülungen diesen zyklischen Vorgängen anzupassen. Die bisher verwendeten Wiederholungsintervalle für die Vorspülungen vor Westerland von  $T_w = 6$  Jahren liegen, wie bereits im Abschnitt 6.2 erwähnt, durchaus in dieser Größenordnung. Es bleibt bei den Sturmflutaktivitäten und damit auch bei den Wellenenergien immer eine gewisse Zufallsstreuung; bei der Verwendung von Wiederholungsintervallen von sechs Jahren ist aber ein gewisser Ausgleich in den Wellenbelastungen der einzelnen Vorspülungen vorhanden (Abb. 9, 18 und 42).

Im Gegensatz zu den Vorspülungen vor starren Uferbefestigungen (Westerland) sind bei den Vorspülungen vor Dünen- oder Kliffküsten andere Risikobedingungen vorhanden; ein Minimalvolumen  $V_{\min}$  muß hier so bemessen sein, daß es nach Möglichkeit auch bei schweren Sturmflutereignissen – die nicht vorhergesagt werden können – nicht zu Abbrüchen kommt. Nach verschiedenen Überlegungen, die eingehend im FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM 1985, behandelt werden und die an dieser Stelle nicht wiederholt zu werden brauchen, wurde für Vorspülungen vor Abbruchufern eine spezielle Ausführung gewählt, deren Regelprofil auf Abb. 60 dargestellt ist. Es wird hier zwischen einer Strandauffüllung und einem Sanddepot unterschieden. Die Sandauffüllung reicht vom Unterwasserstrand bis zu einer Höhe, die auf

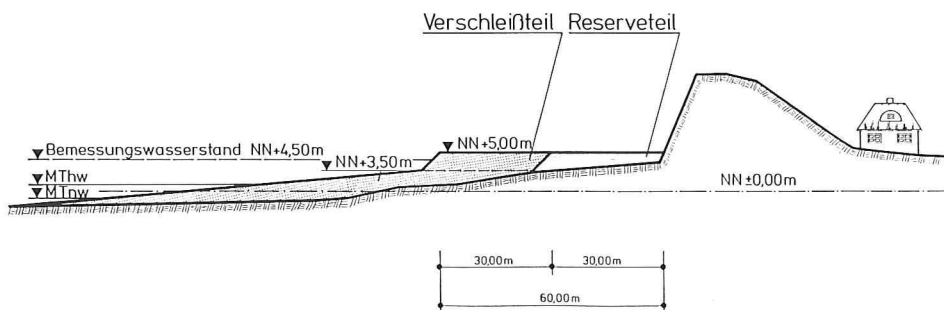


Abb. 60: Regelprofil einer Sandvorspülung vor einer Abbruchküste (schematisch) (Quelle: FACHPLAN SYLT 1985 des ALW HUSUM)



Abb. 60 mit NN +3,50 m angegeben ist; der untere Bereich dieser Strandauffüllung liegt in der Wasserwechselzone (etwa zwischen NN -1,0 m und NN +1,0 m) und ist dabei dem ständigen Wellenangriff ausgesetzt, während der höhere Teil dieser Strandauffüllung nur bei erhöhten Tiden (als Wind- oder Kantenfluten) mit dem Wellenauflauf in Berührung kommt. Das Depot dagegen, dessen Fuß auf Abb. 60 auf NN +3,50 m und dessen Höhe auf NN +5,00 m liegt, wird nur bei Sturmfluten angegriffen, wobei hier eine Kliffbrandung nicht nur zugelassen, sondern sogar vorgesehen ist, damit durch die Abbruchmassen Verluste auf dem Strand vor dem Depot sofort ausgeglichen werden.

Wie im Abschnitt 6.1 und bei FÜHRBÖTER (1991) dargelegt, stellt dieses Konzept bereits eine Optimierung in dem Sinne dar, daß die Sandzufuhr durch den Depotabbruch wie eine Wiederholungsvorspülung auf den Strand wirkt und auf diese Weise kürzere Wiederholungsintervalle durch die Sturmfluttätigkeit erzeugt werden (vgl. Abb. 41).

Für die Höhe des Depots ist dabei die Erfahrung zu beachten, daß auch bei natürlichen Dünen und Steilufern die (horizontale) Abbruchgeschwindigkeit weitgehend unabhängig von der Höhe der Düne oder des Kliffes ist; nach Sturmfluten stellt sich auch bei Dünen mit starken Höhenunterschieden die Dünenfußkante als eine nahezu gerade Linie ein (vgl. Abschnitt 6.3.3). Es ist daher wenig sinnvoll, die Höhe des Depots zu groß zu wählen; wie Tafel 6 zeigt, sind die Halbwertzeiten der Vorspülung vor Kampen 1985 (Depothöhe zwischen NN +7,0 m und NN +8,0 m, Abb. 51) und der von Hörnum 1986 (Depothöhe NN +5,0 m, Abb. 60) mit  $\bar{T}_h = 5,0$  Jahren von gleicher Größe, obwohl das niedrigere Depot der Vorspülung vor Hörnum mit einem Medianwert von  $d_{50} = 0,40$  mm auch noch eine feinere Körnung als das von Kampen (Medianwert  $d_{50} = 0,535$  mm) aufweist.

Nach Abb. 60 wird die Depotbreite (hier 60 m) in einen Verschleiß- und einen Reserveteil von je 30 m Breite unterteilt; das Konzept sieht dabei vor, daß nach dem Abbruch des Verschleißteiles dieser durch eine neue Vorspülung ersetzt wird, der Reserveteil dient zum ständigen Schutz der Abbruchkante. Dieses ist aber nur eine formale Trennung; es kann niemals vorausgesagt werden, wann Extremereignisse wie z. B. die von 1990 auftreten. Hier kann es in wenigen Wochen oder Monaten auch zu einem Abbau des Reserveteiles kommen, wie es das Beispiel der Vorspülung vor Kampen (1985) gezeigt hat (Abschnitt 6.3.3).

Zur Vermeidung solcher Vorgänge bei Extremereignissen hat RAUDKIVI (1991) einen interessanten Vorschlag unterbreitet, der schematisch auf Abb. 61 dargestellt ist. Hier wird die formale Trennung von Verschleiß- und Reserveteil nach Abb. 60 durch eine geotextile Barriere in eine reale Trennung umgesetzt. Diese geotextile Barriere muß konstruktiv so ausgebildet sein, daß sie bei Extremereignissen vorübergehend (für wenige Stunden) wie eine starre Uferbefestigung wirken kann, sie darf also weder unter- nocherspült werden und muß den Wellenbelastungen (Druckschläge, Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf usw.) standhalten können. Entsprechende Vorschläge dazu sind bei RAUDKIVI (1991) zu finden; hierzu lieferten Versuche im Maßstab 1:1 im Großen Wellenkanal (GWK) bereits wichtige Hinweise für eine Piloterprobung in der Natur (vgl. FÜHRBÖTER et al., 1991).

Bei einer Depotausbildung nach Abb. 61 ist es durchaus sinnvoll, eine größere Depothöhe für den Reserveteil nach Abb. 60 zu wählen. Wenn dieser durch die geotextile Barriere geschützt wird und damit nicht dem Abbruch unterliegt, könnte nach Extremereignissen sofort (z. B. durch kostengünstige Raupenarbeit) ein Teil dieser Reserve vor die geotextile Armierung gebracht werden und diese vor weiteren Beschädigungen schützen (RAUDKIVI, 1991). Im normalen Zustand sollte diese Barriere nicht sichtbar und damit auch mutwilligen oder fahrlässigen Beschädigungen entzogen sein; sie soll nur in Art einer ‚kugelsicheren Weste‘ bei Extremereignissen in Erscheinung treten.

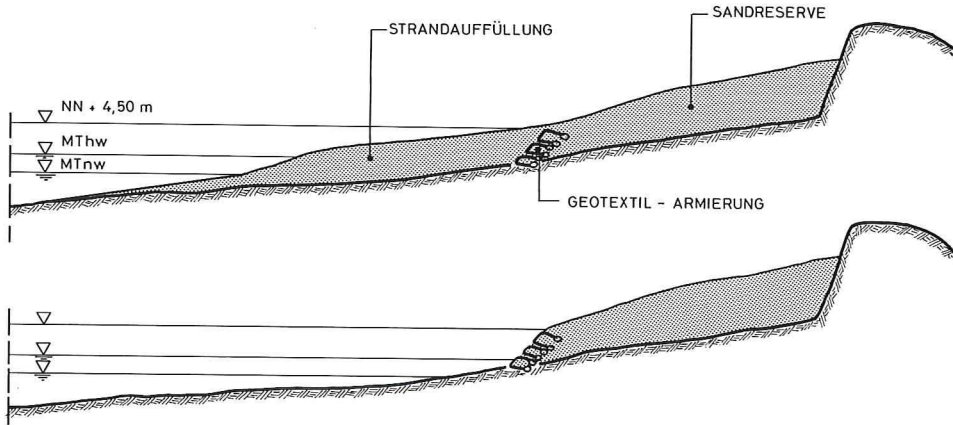


Abb. 61: Anwendung von Geotextilien zur Trennung von Verschleiß- und Reserveteil einer Vorspülung (schematisch, aus RAUDKIVI, 1991)

Für Optimierungen der Strandauffüllungen vor dieser Barriere können dann ähnliche Gesichtspunkte Anwendung finden, wie sie zuvor für starre Uferbefestigungen genannt wurden.

Unabhängig von der Frage, ob ein Depot mit einer geotextilen Armierung nach Abb. 61 oder ein unbewehrtes Depot nach Abb. 60 verwendet wird, ist darauf hinzuweisen, daß jede Vorspülung im Bereich oberhalb des MThw eine derart flache Böschung aufweisen sollte, daß mit Sicherheit eine Kliffbildung vermieden wird. Ähnlich wie bei den Kornverteilungen zeigt die Erfahrung aus allen Sandvorspülungen, daß künstliche Vorspülkörper oberhalb der MThw-Linie Böschungsneigungen aufweisen sollten, die von gleicher Größe oder nach Möglichkeit noch flacher als die des natürlichen Strandes sind. Nach den bisherigen Erfahrungen an der Westküste vor Sylt sind dies Neigungen zwischen 1:20 und 1:30; ein flacher und breiter Vorspülkörper ist immer günstiger als ein schmales und hohes Depot.

## 8. Zusammenfassung

Aus den vorgelegten theoretischen Untersuchungen können, im Hinblick auf die Auswertungen des Datenmaterials des ALW HUSUM, Optimierungsfragen an anwendungsorientierte Einzelaspekte zu Sandvorspülungen wie folgt beantwortet werden:

### 1. Optimales Vorspülprofil

Es ist zu empfehlen, unterhalb der MThw-Linie eine Vorspülung in Girlandenform ähnlich wie bei der Vorspülung vor Westerland 1984 vorzunehmen.

Oberhalb der MThw-Linie sollte das Vorspülprofil eine Neigung aufweisen, die der natürlichen Strandneigung in diesem Bereich entspricht oder flacher ist; an der Westküste von Sylt sind dies Neigungen zwischen 1:20 und 1:30. Bei zu steilen Neigungen in diesem Bereich treten Kliffbildungen auf, die zu hohen Massenverlusten führen.

Bei starren Uferbefestigungen (Westerland) kann die Vorspülung mit dieser konstanten Neigung bis auf eine Höhe von etwa NN +4 m an den Uferbefestigungen angelegt werden. Bei Abbruchküsten (Düne oder Kliff) empfiehlt sich die Anlage eines Depots, dessen Fuß auf

eine Höhe von etwa NN +3,0 m gelegt werden sollte. Die Breite des Depots sollte wenigstens 50 m betragen; die Höhe des Depots sollte auf NN +5,0 m begrenzt werden, wenn es sich um ein unbewehrtes Depot handelt.

Durch eine geotextile Barriere (RAUDKIVI, 1991) kann eine Trennung von Verschleiß- und Reserveteil des Depots vorgenommen werden. Ein hohes Depot (NN +8,0 m oder mehr) auf dem Reserveteil könnte hier nach Extremsturmfluten zur sofortigen Sicherung des Depotfußes vor der geotextilen Barriere benutzt werden. Die Barriere soll in Art einer ‚kugelsicheren Weste‘ nur bei Extremereignissen in Erscheinung treten und in den übrigen Zeiten von Sand bedeckt sein.

## 2. Optimale Vorspülungen/Optimales Vorspülintervall

Es wird durch theoretische Betrachtungen gezeigt, daß sich Vorspülungen nach einem Exponentialgesetz verhalten, mit dem ähnlich wie in der Kernphysik eine Halbwertszeit  $T_h$  als diejenige Zeitdauer definiert werden kann, innerhalb derer das ursprünglich zum Zeitpunkt  $t = 0$  (Ende der Vorspülung) vorhandene Sandvolumen auf die Hälfte abgenommen hat. Die Halbwertszeit ist im wesentlichen von dem Strandmaterial und von der Wellenenergie abhängig. Es kann aus Langzeitbetrachtungen der Sturmflutaktivitäten und der Wellenenergien gezeigt werden, daß ungeachtet von Extremereignissen wie z. B. den Sturmflutserien Anfang 1990 ein im langfristigen Mittel linearer Zusammenhang zwischen der Zeit und der Wellenenergie besteht; durch die Extremereignisse werden lediglich kurzzeitige Unstetigkeiten in diesen Funktionen hervorgerufen.

Aus der Auswertung von sechs Vorspülungen vor der Westküste von Sylt zwischen 1972 (Westerland) und 1987 (Rantum) wurde ein Wertevorrat der Halbwertszeiten zwischen rd. 3 und 5 Jahren ermittelt. Die kürzeren Halbwertszeiten um  $T_h = 3$  Jahre gehören zu den Strandvorspülungen vor den Uferschutzwerken von Westerland und sind durch Reflexionen vor diesen starren Bauwerken bedingt.

Die theoretischen Betrachtungen (FÜHRBÖTER, 1991) zeigen, daß die Wiederholungsintervalle  $T_w$  in einer dimensionslosen Form  $T_w/T_h$  auf diese Halbwertszeiten bezogen werden können.

Von großer Bedeutung für die Wiederholungsintervalle  $T_w$  ist das Mindestvolumen  $V_{\min}$ , das – oberhalb eines bestimmten Bezugshorizontes wie z. B. NN -1 m und auf einer bestimmten Strandlänge  $L$  – als unbedingt notwendig für den Schutz der Küstenlinie (als Düne, Kliff oder Uferbefestigung) angesehen wird.

Wenn durch eine kontinuierliche Sandzugabe der ständige Massenverlust durch die langzeitige Erosion ausgeglichen werden würde, ergibt sich aus der theoretischen Betrachtung (FÜHRBÖTER, 1991) ein Massenstrom, der zugleich als  $Q_{\min} = \ln 2 \cdot V_{\min}/T_h$  den Mindestaufwand ausdrückt.

Mit zunehmender Ausdehnung der Wiederholungsintervalle  $T_w$  erhöht sich der mittlere Massenbedarf nach einer monoton und exponentiell anwachsenden Funktion  $\alpha$  (vgl. Abschnitt 6.2, Tafel 4).

Dies drückt sich in einer Vergrößerung der erforderlichen Vorspülmenge  $V_w$  für die Wiederholungsvorspülung nach der Formel

$$V_w = f(V_{\min}, \frac{T_w}{T_h}) = V_{\min} (2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1) \quad \dots (10)$$

aus.

Dies bedeutet, daß es von dem Wiederholungsintervall  $T_w$  her gesehen eine Optimierungsmöglichkeit nur in dem Sinne gibt, daß der geringste Massenbedarf im langfristigen



Mittel nur durch die kürzesten Wiederholungsintervalle mit den geringsten Vorspülmengen erreicht werden kann.

Dem stehen baubetriebliche Grenzen entgegen; bei allen Massenbewegungen und hier besonders bei Spülarbeiten wirken sich die nahezu konstanten Kosten für die Baustelleneinrichtung usw. dahingehend aus, daß der Einheitspreis je  $\text{m}^3$  mit zunehmender Vorspülmenge abnimmt. Eine Auswertung von 11 Vorspülungen vor Sylt mit Einbaumengen zwischen 0,64 Mio.  $\text{m}^3$  und 2,45 Mio.  $\text{m}^3$  ließ allerdings noch keine signifikante Abhängigkeit des Einheitspreises von der Einbaumenge erkennen.

Ein wichtiger Gesichtspunkt, der allerdings nicht technischer Art ist, stellt die Störung des Fremdenverkehrs durch die Spülarbeiten dar; aus dieser Sicht sind große Wiederholungsintervalle günstiger als kleine. Es muß hier ein Kompromiß gefunden werden, wobei aber die theoretischen Betrachtungen zusammen mit den ermittelten Halbwertzeiten *quantitative Entscheidungshilfen* (vgl. z. B. Tafel 9) geben können.

Endlich ist für eine Optimierung von Wichtigkeit, daß in den Sturmflutaktivitäten ein meteorologischer Zyklus von 5 bis 6 Jahren nachgewiesen werden kann, auf den zuerst LAMB (1975) hingewiesen hat. Mit Hinblick auf das Risiko durch Extremereignisse (1990!) ist es sinnvoll, die Wiederholungsintervalle diesem Zyklus anzupassen.

### 3. Optimale Korngrößenverteilung des Spülsandes

Als repräsentativer Korndurchmesser des Einbaumaterials (nicht des Materials in der Entnahme; die Spülverluste hängen von dem Einbauverfahren ab und werden nicht berücksichtigt!) kann der Medianwert  $d_{50}$  verwendet werden.

Von den Halbwertzeiten der ausgewerteten sechs Vorspülungen her konnte bei einem Wertevorrat von

$$0,33 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 0,54 \text{ mm}$$

keine signifikante Abhängigkeit der Halbwertzeit von diesem Medianwert festgestellt werden; eine Optimierung von der Korngrößenverteilung ist in diesem Korngrößenbereich nicht möglich bzw. nicht erforderlich. Dagegen zeigte eine frühere Vorspülung vor Rantum (1984) mit einem Medianwert von  $d_{50} = 0,20 \text{ mm}$  einen sehr schnellen Abbau. Es wird aus den Auswertungen der sechs Vorspülungen vor der Westküste von Sylt die Regel bestätigt, daß ein Aufspülmaterial eine Körnung aufweisen soll, die von gleicher Größe oder etwas größer als die des anstehenden natürlichen Strandmaterials ist.

### 4. Optimale Vorspülstrecken

Die Auswertungen der sechs Vorspülungen lassen keine quantitative Aussage über eine optimale Vorspülstrecke (= Vorspüllänge  $L$ ) zu, es kann aber als sicher angesehen werden, daß bei zu kurzen Vorspülstrecken durch die seitlichen Verluste ungünstigere Verhältnisse als bei längeren bestehen. Es sollten keine Vorspüllängen von weniger als 1 km gewählt werden; die optimale Länge einer Vorspülstrecke könnte auf diejenigen Spülentfernungen bezogen werden, die ohne eine (kostenaufwendige) Zwischenstation erreichbar sind; bei den bisher verwendeten Geräten entspricht dies Entfernungen von etwa  $\pm 2 \text{ km}$  von der Übergabeleitung, also Längen von etwa 4 km.

### 5. Bewertung einer Aufspülung im Vorstrandbereich im Hinblick auf Dauerhaftigkeit und Effektivität

Es wird empfohlen (vgl. Punkt 1), im Bereich der Wasserwechselzone (etwa zwischen NN  $-1 \text{ m}$  und NN  $+1 \text{ m}$ ) den Fuß der Vorspülung in Girlandenform (nach Abb. 29 und 55) auszuführen. Die Form der Girlanden wird selbsttätig durch die Welleneinwirkungen wäh-



rend der Vorspülung erzeugt, es genügt zu ihrer Herstellung ein einfaches Vorstrecken von Zweigleitungen aus der Stammleitung (vgl. Abb. 24). Die Höhe der Girlandenoberfläche oder der Höfte kann bei flachem Unterwasserstrand auf etwa NN +1 m entsprechend MThw gelegt werden; wenn bei zu steilem Unterwasserstrand ein zu großer Massenbedarf entsteht, kann diese Höhe auch auf NN  $\pm 0$  reduziert werden.

Durch die Girlandenform wird erreicht, daß hohe Verluste besonders unmittelbar nach der Einbauphase vermieden werden, wo die größte Störung des vorher vorhandenen Strandprofils besteht. Der Ferntransport wird in dieser Phase durch örtliche Umlagerungen (Refraktionswirkung) ersetzt, wodurch Unterwasserprofile entstehen, die durch die Wellen selbst erzeugt werden und damit dem Wellenklima angepaßt sind.

#### 6. Prognosen über den Küstenabbruch und die Entwicklung des Unterwasserprofils bei veränderten Tide- und Sturmflutverhältnissen

Obwohl in den letzten Jahrzehnten eine Beschleunigung des Säkularanstieges der MThw festzustellen ist, ist dieser für die Entwicklung der Strandprofile von untergeordneter Bedeutung, weil der Säkularanstieg völlig von den kurzfristigen zeitlichen Fluktuationen der Wasserstände überlagert wird.

Es kann aber mit verschiedenen Verfahren (Abschnitte 2 und 3) nachgewiesen werden, daß in den letzten Jahrzehnten (etwa nach 1960) eine deutliche Zunahme der Sturmflutaktivitäten sowohl nach der Höhe als auch nach der Häufigkeit festgestellt werden muß; die Extremereignisse der Sturmflutserien in den Monaten Januar und Februar 1990 sind nur ein Beispiel hierfür. Außerdem kann ein meteorologischer Zyklus von etwa 5 bis 6 Jahren, auf den LAMB (1975) aufmerksam gemacht hat, auch in den Sturmflutaktivitäten nachgewiesen werden.

Daß die zukünftige Entwicklung nicht vorausgesagt werden kann, liegt an der Unsicherheit aller bestehenden Klimamodelle. Auf keinen Fall ist aber ein Trend in Richtung auf eine Abnahme dieser meteorologischen Aktivitäten festzustellen; eher ist das Gegenteil der Fall. Für ingenieurwissenschaftliche Entscheidungen ist es zum gegenwärtigen Zeitpunkt am sinnvollsten, die klimatischen Bedingungen der letzten drei Jahrzehnte auch als maßgebend zumindestens für die folgenden zwei Jahrzehnte anzunehmen. Dies bedeutet, daß die Abbruchraten, die aus dem Datenmaterial der letzten Jahrzehnte bis zum Jahre 1984 im FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM, 1985, in Rechnung gestellt wurden, auch für die nächste Zukunft verwendet werden können. Zugleich aber müssen die weiteren Entwicklungen sehr sorgfältig beobachtet werden.

Hierzu wird abschließend empfohlen, das Abbruchgeschehen an der gesamten Westküste der Insel Sylt wie bisher durch Vermessungen ständig zu kontrollieren. Alle sonstigen Parameter, von denen die Stabilitäten von Sandvorspülungen abhängig sind, u. a. als Grundlagen für weitere Optimierungen zu überwachen und zu dokumentieren.

## 9. Schriftenverzeichnis

- ALW HUSUM: Fachplan Küstenschutz Sylt. Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, Husum, 1985.
- ANDRESEN, F. H., DETTE, H. H. u. GÄRTNER, J.: Schutz sandiger Küsten durch Sandvorspülungen am Beispiel der Insel Sylt. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 42. Band, 1987.
- BRUUN, P.: Optimum dredging procedures for the artificial nourishment of beaches. Journ. Dredging + Port Construction, Vol. XVIII, No. 1, Trade Publications Ltd., Redhill, Surrey, U. K. 1991.
- DETTE, H. H.: Effectiveness of Beach Deposit Nourishment. Proc. Symposium on Coastal Sediments and Structures, „Coastal Sediments 77“, Charleston, South Carolina, USA, 1977.
- DETTE, H. H. u. GÄRTNER, J.: Erfahrungen mit der Versuchssandvorspülung Hörnum im Jahre 1983. Die Küste, 45, 1987.
- DETTE, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie. Statusseminar: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Kiel, Herausgeber: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Bonn, 1991.
- DETTE, H. H., NEWE, J. u. SPINGAT, F.: Zur Erstellung einer mehrjährigen Zeitreihe von Seegangsdaten aus Messungen und Korrelationsberechnungen. Bericht Nr. 711 des Leichtweiß-Instituts der Techn. Univ. Braunschweig (unveröffentlicht), 1991.
- FÜHRBÖTER, A., KRAMER, J., KÖSTER, R., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbuhne aus Sand vor Sylt. Wasser und Boden, 25. Jahrgang, H. 12, 1973.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. 14th Internat. Conference on Coastal Eng., Copenhagen, Dänemark, 1974. a) Summaries, Chapter 3.7-2; b) Proc., Vol. II. Chapter 85.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der Deutschen Nordseeküste, Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A., KRAMER, J., KÖSTER, R., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Vorschläge für eine Wiederholungsvorspülung vor Westerland/Sylt (unveröffentlicht), Braunschweig, 1984 a.
- FÜHRBÖTER, A.: Bemerkungen zu einer EDV-Auswertung des Abbruchgeschehens an der Westküste Sylts (unveröffentlicht), Braunschweig, 1984 b.
- FÜHRBÖTER, A.: Stabilität von Sandvorspülungen. Berichte von der 5. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Fachsektion Ingenieurgeologie, Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. und Deutsche Geologische Gesellschaft e. V. Kiel, 1985.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Longterm Changes of Tidal Regime in the German Bight (North Sea). Fourth Symposium on Coastal and Ocean Management, Baltimore, 1985.
- FÜHRBÖTER, A., JENSEN, J., SCHULZE, M. u. TÖPPE, A.: Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen. Die Küste, H. 47, 1988.
- FÜHRBÖTER, A. u. TÖPPE, A.: Duration of Storm Tides at High Water Levels. UNESCO International Hydrological Programme Storm Surges, River Flow and Combined Effects, Intern. Workshop „Storm 91“, Hamburg, 1991.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine theoretische Betrachtung über Sandvorspülungen mit Wiederholungsintervallen. Die Küste, H. 52, 1991.
- FÜHRBÖTER, A., RAUDKIVI, A. J., DETTE, H. H. u. DIERKEN, H.: Untersuchungen zur Begrenzung der Ausräumung des hohen Strandes vor Dünen über die Dauer von Sturmfluten, Teil A: Theoretische Vorbetrachtungen von Prof. Dr.-Ing. E. h. A. J. RAUDKIVI, Teil B: Versuche im Großen Wellenkanal. Bericht Nr. 721 des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, unveröffentlicht, 1991.
- GRIPP, K. Ursachen und Verhinderung des Abbruches der Insel Sylt. Die Küste, Jg. 14, H. 2, 1966.

- LAMB, H. H.: Remark on the Current Climatic Trend and its Perspective. Proceedings WMO/IAMAP Symposion on Long-Term Climatic Fluctuation, Norwich, August 1975.
- LAMPRECHT, H.-O.: Uferveränderungen und Küstenschutz auf Sylt. Die Küste, Jg. 2, 1957.
- OELERICH, J.: Zur Berechnung des küstenparallelen Sandtransportes. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 108, 1990.
- RAUDKIVI, A.: Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Phase 1 (1985–1990). – Abschlußbericht des Koordinators – Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, 1991.
- SIEFERT, W.: Einige Anmerkungen zur Sturmflutentwicklung im Nordsee-Küstengebiet. HANSA – Schifffahrt-Schiffbau-Hafen, 125. Jg., Nr. 20, 1988.
- TILLMANN, B.: Untersuchungen zur Wirksamkeit von Sandvorspülungen als aktiver Küstenschutz am Beispiel der Insel Sylt. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Techn. Universität Braunschweig (unveröffentlicht), 1990.